



Etudes numériques et expérimentales de l'état initial des contraintes dans une pente

Mamadou Ngom

► To cite this version:

Mamadou Ngom. Etudes numériques et expérimentales de l'état initial des contraintes dans une pente. Autre. Université Paris-Est, 2015. Français. NNT : 2015PESC1093 . tel-01234497

HAL Id: tel-01234497

<https://theses.hal.science/tel-01234497>

Submitted on 27 Nov 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

par

Mamadou Doudou NGOM

Études numériques et expérimentales de l'état initial des
contraintes dans une pente

Directeur de thèse

Jean-Pierre MAGNAN

Soutenue le 23 septembre 2015 devant le Jury composé de :

Président du jury	Philippe DELMAS	CNAM
Rapporteurs :	Philippe DELMAS Hussein MROUEH	CNAM Université de Lille 1
Examineurs :	Ibrahima K. CISSÉ Jean-François SERRATRICE	EPT Thiès Cerema Dter Méditerranée
Directeur de thèse :	Jean-Pierre MAGNAN	IFSTTAR
Encadrants :	Sébastien BURLON Niculaï DRONIUC	IFSTTAR Fugro

*« The only limit to our realization
of tomorrow will be our doubts of today.
Let us move forward with strong and active faith. »*

Franklin Delano Roosevelt

Remerciements

Ce travail de thèse est financé par l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR). Il est effectué à l'IFSTTAR avec l'appui du Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA).

Toute œuvre, même personnelle, ne saurait être sans l'apport de l'entourage de l'auteur. Ce dernier reçoit l'assistance, l'aide, le soutien et les encouragements de personnes dont la présence assure la solidité de l'œuvre visée.

Ainsi, durant cette thèse de doctorat, des directeurs, conseillers, collègues, parents ou amis, m'ont accordé leur assistance et réuni les conditions nécessaires pour mener à terme ce projet.

Tout d'abord je tiens à remercier solennellement M. Jean-Pierre Magnan qui, d'une part, m'a fait confiance et a porté son choix sur ma personne, et d'autre part, a été mon directeur de thèse. Je le remercie pour tout ce que j'ai pu apprendre à ses côtés à travers les échanges fructueux que nous avons pu tenir et les conseils qu'il a pu me prodiguer. Je le remercie également pour sa relecture méticuleuse des différents chapitres de cette thèse.

Je témoigne toute ma gratitude à mes conseillers d'études M. Sébastien Burlon et M. Niculaï Droniuc qui ont suivi de près ce travail de thèse. Ils ont su répondre présents en mettant à ma disposition leurs connaissances et leurs disponibilités. Une mention spéciale est décernée à M. Sébastien Burlon. Ces trois années passées à discuter de tout ont été enrichissantes tant sur le plan scientifique qu'humain.

Mes remerciements sont également adressés à M. Philippe Delmas, président du jury, et à M. Hussein Mroueh. Je les remercie d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce travail de thèse.

Je tiens à remercier chaleureusement M. Jean-François Serratrice, d'avoir accepté d'examiner ce travail de thèse et pour sa contribution immense à la réalisation des essais en laboratoire et à leur analyse. Je le remercie pour son suivi des travaux menés durant la thèse et son implication sans faille dans le projet.

Mes remerciements sont également adressés à M. Ibrahima K. Cissé, examinateur de la thèse, qui s'est déplacé depuis le Sénégal pour prendre part au jury de thèse.

Dans le même état d'esprit il y a M. Éric Gaume, directeur du département GERS, et M. Christophe Chevalier, directeur du laboratoire SRO. À travers eux, je remercie tous les membres du département et plus particulièrement Françoise Dudouyt, Sonia Fanelli, Sahar

Hemmati, Fabien Chiappini, Jean-Louis Tacita, ainsi que tous les autres que je n'ai pas pu citer, pour leur soutien et leur joie de vivre.

Je joins à mes remerciements mes confrères et consoeurs, les doctorants (Zineb Abchir, Katia Bellagh, Chi-Wei Chen, Jennifer Nael, Youssef Abboud, Malik Belmokhtar, Yaghkob Ikezouhene, Abdul-Karim Jamal-Eddine, Massamba Ndiaye, Ousseynou Ndoeye, etc.) et Van C. Pak pour son assistance depuis le premier jour de la thèse. Au fil des jours ils sont devenus des amis. Ils ont rythmé ma vie au sein de l'IFSTTAR et m'ont fait voyager par leurs origines diverses.

Je remercie ma famille, mes proches, mes amis avec une pensée particulière pour mon père et ma mère qui m'ont inculqué, depuis tout jeune, le sacerdoce du travail et n'ont ménagé aucun effort pour la réussite de leurs enfants.

Je ne saurais oublier une femme qui a aidé, soutenu, travaillé pour l'aboutissement de ce travail. Je remercie ma tendre épouse, Khadidjatou Ly, qui m'a supporté et a su me porter.

Merci à tous !

Résumé

Bien que son utilisation requière plus de paramètres que les méthodes traditionnelles, la méthode des éléments finis est de plus en plus utilisée pour la conception des ouvrages géotechniques. Son utilisation nécessite notamment la définition du champ initial des contraintes, qui est très difficile à estimer et mesurer.

Ce travail de thèse est une contribution à une meilleure connaissance de l'état initial des contraintes dans une pente. La thèse comporte des études numériques et expérimentales.

Les études numériques évaluent, dans un premier temps, la variation des résultats des calculs par la méthode des éléments finis induite par l'incertitude sur l'état initial des contraintes. Dans un deuxième temps, la distribution des contraintes obtenues par la modélisation d'une pente au moyen du logiciel CESAR-LCPC est étudiée. L'influence des paramètres géologiques, géométriques et mécaniques sur le champ initial des contraintes est étudiée.

L'objectif de l'étude expérimentale est de mesurer, avec des capteurs de pression totale fonçables, les contraintes horizontales dans une pente. La campagne expérimentale opte pour un suivi de la relaxation des contraintes horizontales jusqu'à la stabilisation des mesures. Les essais en laboratoire, réalisés au CEREMA à Aix en Provence, incluent des essais œdométriques avec mesure de K_0 qui donnent des valeurs du coefficient de pression des terres au repos mesuré en laboratoire. Les difficultés liées à la mesure du coefficient de pression des terres au repos et les paramètres qui peuvent l'influencer (nature des terrains, variations de teneur en eau, etc.) sont discutées.

MOTS CLES

Contraintes initiales - Pentes - Capteurs de pression totale - Méthodes des éléments finis - Modèle élasto-plastique - Formation d'une pente - Critère de rupture Mohr-Coulomb - Critère de rupture Cam-Clay modifié.

Abstract

Though the finite element method requires more input data than traditional methods, it is increasingly used for the design of geotechnical structures. Its use needs to define initial stresses, which are difficult to estimate or to measure.

This thesis is a contribution to a better understanding of the initial stresses in a slope. It consists of both numerical and experimental studies.

The numerical studies focus on two issues. At first, they assess the effects of initial stresses on the results of calculations using finite element methods. Secondly, the distribution of stresses in a slope is analysed, using CESAR-LCPC finite elements software. The influence of geological, geometric and mechanical parameters on the state of stresses is studied.

The objective of the experimental studies is to measure the lateral stresses in a slope using push-in total stress cells. The stresses are measured continuously in order to estimate the stresses in the ground after the dissipation of the effects of installation procedure. Laboratory tests made at CEREMA in Aix-en-Provence include " K_0 oedometer tests" which provide measures of the coefficient of earth pressure at rest. The difficulties associated with the measurement of the coefficient of earth pressure at rest and the parameters that can influence it (type of soil, geometry of soil mass, water content ...) are discussed.

KEYWORDS

Initial stresses – Slopes – Push-in pressure cells – finite element methods – Elastic-plastic model – Slope formation – Mohr-Coulomb model – Modified Cam-Clay model.

Sommaire

Remerciements	5
Résumé	7
Abstract	9
Sommaire.....	11
Liste des notations	15
Introduction Générale.....	21
 1 Chapitre I : Détermination des contraintes initiales dans les massifs de sol : étude bibliographique	25
1.1 Introduction	27
1.2 Détermination théorique du coefficient de pression des terres au repos	27
1.2.1 Massif de sol à surface horizontale	28
1.2.1.1 Définition du coefficient de pression des terres au repos.....	28
1.2.1.2 Expressions du coefficient de pression des terres au repos	29
1.2.1.2.1 Élasticité linéaire isotrope	29
1.2.1.2.2 Expressions d'origine empirique.....	30
1.2.1.2.3 Sol surconsolidé.....	42
1.2.2 Massif de sol en pente.....	48
1.2.2.1 Formation des pentes et effet sur les contraintes initiales	49
1.2.2.1.1 Les pentes obtenues suite à un processus d'érosion.....	49
1.2.2.1.2 Les pentes obtenues par sédimentation sur un support incliné	51
1.2.2.2 Solutions analytiques	52
1.3 Détermination expérimentale du coefficient de pression des terres au repos	59
1.3.1 Mesure en laboratoire.....	60
1.3.2 Mesure in-situ.....	62
1.4 Conclusions et perspectives	66
 2 Chapitre II : Influence de l'initialisation des contraintes sur le comportement calculé du massif de sol	69
2.1 Introduction	71
2.2 Résolution d'un problème non linéaire	72
2.2.1 Notion de convergence et chargement appliqué	72

2.2.2	Processus de résolution.....	73
2.3	Impact de l'initialisation des contraintes sur un massif de sol chargé	76
2.3.1	Présentation de l'exemple analysé	76
2.3.1.1	Géométrie du modèle	76
2.3.1.2	Calculs réalisés.....	77
2.3.1.3	Analyse des résultats.....	77
2.3.1.3.1	Principe d'analyse R^I et R^P	77
2.3.1.3.2	Impact de K_0 sur le tassement de la fondation	79
2.3.1.3.3	Impact du coefficient de pression des terres au repos sur les déformations irréversibles.....	83
2.3.2	Impact des paramètres plastiques du sol sur le rapport R^I	85
2.3.3	Impact du coefficient de Poisson sur le rapport R^I	87
2.3.3.1	Calculs réalisés.....	87
2.3.3.2	Analyse des résultats.....	87
2.4	Impact de l'initialisation des contraintes sur un massif de sol déchargé	91
2.4.1	Présentation de l'exemple analysé	93
2.4.1.1	Géométrie du modèle	93
2.4.1.2	Propriétés mécaniques	94
2.4.1.3	Calculs réalisés.....	94
2.4.2	Résultats et analyses	94
2.4.2.1	Soulèvement du fond de fouille	95
2.4.2.2	Soulèvement du sol à la surface	97
2.4.2.3	Déformée de l'écran	98
2.4.2.4	Déformabilité du bouton et efforts repris	100
2.4.2.5	Distribution du moment fléchissant dans l'écran.....	102
2.4.2.6	Vérification de la stabilité globale selon l'Eurocode 7.....	102
2.5	Conclusion	107
3	<i>Chapitre III : Analyse numérique de l'initialisation des contraintes dans une pente.....</i>	<i>109</i>
3.1	Introduction	111
3.2	Contraintes initiales dans une pente : étude d'un cas de référence.....	112
3.2.1	Géométrie et caractéristiques mécaniques.....	112
3.2.2	Étude du champ de contraintes	113
3.2.2.1	Évolution des contraintes le long du massif.....	113
3.2.2.2	Évolution du rapport des contraintes le long du massif.....	116
3.2.2.3	Évolution du rapport des contraintes avec la profondeur	120
3.2.3	Effet du pendage du talus sur le rapport K^*_0	124

3.3	Influence du mode de formation de la pente	131
3.3.1	Présentation des différents mécanismes de genèse d'une pente.	131
3.3.1.1	Description des mécanismes	131
3.3.1.2	Modélisation sur CESAR-LCPC des mécanismes GN1 et GN2	133
3.3.2	Comportement élastique parfaitement plastique (Critère de Mohr-Coulomb). 135	
3.3.2.1	Champ de contrainte dans le massif	137
3.3.2.2	Rapport des contraintes K^*_0	143
3.3.3	Comportement élastoplastique avec écrouissage (Critère Cam-clay modifié)	150
3.3.3.1	Détermination des paramètres du critère.....	150
3.3.3.2	Analyse et interprétation des résultats.....	153
3.4	Conclusion	159
4	<i>Chapitre IV : Études expérimentales des contraintes initiales dans une pente</i>	161
4.1	Introduction	163
4.2	Présentation du site expérimental	164
4.2.1	Localisation	164
4.2.2	Histoire géologique et lithologie du site	165
4.3	Identification et caractérisation du sol sur le site	166
4.3.1	Anciens essais et prélèvements	166
4.3.2	Paramètres d'état et essais d'identification du sol.	167
4.3.3	Essais de caractérisation mécanique.....	170
4.3.3.1	Essais triaxiaux consolidés non drainés et à chargement monotone	170
4.3.3.2	Essai œdométrique K_0	175
4.4	Mesure des contraintes sur le site expérimental	183
4.4.1	Type de capteurs de pression totale et fonctionnement.....	183
4.4.1.1	Choix du capteur de pression totale.....	183
4.4.1.2	Présentation du capteur de pression et mode de fonctionnement	185
4.4.2	Étalonnage des capteurs	189
4.4.3	Expérimentation in-situ	194
4.4.3.1	Matériel.....	194
4.4.3.2	Emplacement des capteurs et profondeur de fonçage	195
4.4.4	Résultats et analyses	197
4.4.4.1	Niveau d'eau.....	197
4.4.4.2	Contraintes horizontales mesurées.....	197
4.4.5	Détermination du rapport des contraintes horizontale et verticale	211
4.5	Conclusions et perspectives	217

Conclusion générale et perspectives.....	221
Références	225
Annexe A2.1 : détermination de Q_E	233
Annexe A2.2 : étendue des Déformations irréversibles.....	235
Annexe A2.3 : courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge (c_1 , c_2 et c_3).....	241
Annexe A3 : chemins de contraintes aux points B, C et E.....	243
Annexe A4.1 : photo du site de Vauxrains.....	245
Annexe A4.2 : résultats des essais triaxiaux (courbes contraintes-déformations et chemins de contraintes).....	247
Annexe A4.3 : résultats des essais oedométriques.....	253
Annexe A4.4 : fiche technique de la sondeuse sedidril 500.....	257
Annexe A4.5 : fiche d'étalonnage des capteurs de pression par le fournisseur (ITM Soil)	263
Annexe A4.6 : publication non référencée de Sully et Campanella	273

Liste des notations

Paramètres d'état et caractéristiques mécaniques du sol

ρ	Masse volumique du sol
γ	Poids volumique du sol
γ_s	Poids volumique des particules
γ_d	Poids volumique sec
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé
V_s	Volume des particules
V_w	Volume de l'eau
V_v	Volume des vides
w_n	Teneur en eau
w_{sat}	Teneur en eau à la saturation
e_0	Indice des vides initial
S_r	Degré de saturation
C_2, C_{80}	Teneurs en particules de diamètre inférieur à 2 μ m et 80 μ m
E	Module d'Young
E_M	Module pressiométrique
E_{oed}	Module œdométrique
p_{LM}^*	Pression limite nette
φ'	Angle de frottement interne effectif
ν	Coefficient de Poisson
λ, μ	Coefficients de Lamé
c_u	Cohésion non drainée

Contraintes et déformations

ε	Tenseur des déformations
ε_a	Déformation axiale
ε_v	Déformation volumique
σ	Tenseur des contraintes
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales

σ'_a	Contrainte effective axiale
σ'_r	Contrainte effective radiale
p	Contrainte moyenne
q	Contrainte déviatorique
σ'_{h0}	Contrainte horizontale effective due au poids des terres
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective due au poids des terres
$\sigma'_{v;\max}$	Contrainte maximale atteinte avant le déchargement d'une éprouvette lors d'un essai œdométrique
$\sigma'_{a\max}$	Contrainte effective maximale passée
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
σ_\perp	Contrainte orthogonale à la pente
$\sigma_\beta ; \sigma_\phi$	Contrainte parallèle au plan d'inclinaison de la pente
R_{oc}	Degré de surconsolidation
$\sigma_{H;0}$	Contrainte horizontale présente sur le site avant l'installation des capteurs
$\sigma_{H;i}$	Contrainte mesurée avant la dissipation des effets dus à l'installation des capteurs
$\sigma_{H;stb} ; \sigma_{H;f}$	Contrainte obtenue à la stabilisation des mesures (mesure in-situ de la contrainte horizontale)
$\sigma_{H;\min}$	Contrainte horizontale minimale mesurée
$\sigma_{H;\max}$	Contrainte horizontale maximale mesurée
σ_H^T	Contrainte horizontale mesurée et corrigée par rapport à la température
$\sigma_{H;c}$	Contrainte horizontale corrigée par rapport à la résistance au cisaillement du sol
f	Coefficient de frottement entre des sphères de quartz
$N^*(l), T^*(l)$	Fonction de chargement fictif
$\sigma_u^* ; \sigma_v^* ; \tau_{uv}^*$	Contraintes normales et tangentielles de la fonction de chargement fictif
(x, y)	Système de coordonnées dans le plan z
(r, s)	Système de coordonnées dans le plan t
(u, v)	Système de coordonnées dans le plan w

Coefficient de pression des terres

K_0	Coefficient de pression des terres au repos.
K_0^*	Rapport des contraintes effectives horizontales et verticales dans une pente
K_a	Coefficient de poussée
K_p	Coefficient de butée
K_0^{nc}	Coefficient de pression des terres au repos d'un sol normalement consolidé
K_0^{sc}	Coefficient de pression des terres au repos d'un sol surconsolidé (supposé être sur le site à une profondeur donnée)
K_0^{dh}	Coefficient de pression des terres au repos d'un sol en déchargement.
K_0^{ch}	Coefficient de pression des terres au repos des sols surconsolidés en chargement
K'	Coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé déduit des courbes des essais œdométriques
$\Delta K_{0/L_i}^*$	Variation de K_0^* entre les deux points de rupture de pente sur la ligne L_i
K_0^T	Coefficient de pression des terres au repos déduit des mesures de contraintes horizontales corrigées par rapport à la température
$K_{0;c}$	Coefficient de pression des terres au repos déduit des mesures de contraintes horizontales corrigées par rapport à la résistance au cisaillement du sol

Processus de résolution d'un problème non linéaire

R	Vecteur résidu
$F_{\text{int}}(u)$	Vecteur des forces nodales
u	Vecteur des déplacements des nœuds du maillage
$\lambda(t)$	Facteur de chargement
P	Chargement total appliqué à la structure
ΔP_{n+1}	Accroissement du chargement appliqué à l'incrément $n+1$
K	Matrice de rigidité tangente
B	Matrice des dérivées des fonctions d'interpolation
σ_n^{i+1}	Tenseur des contraintes à l'itération $i+1$ et à l'incrément n
Ω	Maillage

Influence de l'initialisation des contraintes

Q_E	Charge maximale atteinte avant le développement des déformations plastiques
Q_L	Charge limite (charge maximale atteinte avant la divergence du calcul)
$s_{K_{0,0,3}}$	Tassement obtenu à la tête de la semelle pour une valeur de K_0 de 0,3
$s_{K_{0,0,5}}$	Tassement obtenu à la tête de la semelle pour une valeur de K_0 de 0,5
$s_{K_{0,0,95}}$	Tassement obtenu à la tête de la semelle pour une valeur de K_0 de 0,95
$R'_{K_{0,0,3} / K_{0,0,5}}$	Écart relatif des tassements calculés pour une variation de K_0 de 0,5 à 0,3
$R'_{K_{0,0,9} / K_{0,0,5}}$	Écart relatif des tassements calculés pour une variation de K_0 de 0,5 à 0,95
$A^p_{K_{0,0,3}}$	Surface plastifiée mesurée dans le massif de sol avec une valeur de K_0 de 0,3
$A^p_{K_{0,0,5}}$	Surface plastifiée mesurée dans le massif de sol avec une valeur de K_0 de 0,5
$A^p_{K_{0,0,9}}$	Surface plastifiée mesurée dans le massif de sol avec une valeur de K_0 de 0,95
$R^p_{K_{0,0,3} / K_{0,0,5}}$	Écart relatif des surfaces plastifiées obtenues pour une variation de K_0 de 0,5 à 0,3
$R^p_{K_{0,0,9} / K_{0,0,5}}$	Écart relatif des surfaces plastifiées obtenues pour une variation de K_0 de 0,5 à 0,95
S_{but}	Section du bouton
S_{Eq}	Section équivalente
$\mathcal{M}_{\text{dst, d}}$	Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point de basculement (point A)
$\mathcal{M}_{\text{stb, d}}$	Moment des forces stabilisatrices par rapport au point de basculement (point A)
R_M	Rapport des moments des forces stabilisatrices et déstabilisatrices
$K_{0, \text{ref}}$	Coefficient de pression des terres au repos de référence (Il vaut 0,5 dans l'étude)
F_p	Résultante des forces qui s'exercent sur la face arrière de l'écran
F_b	Résultante des forces qui s'exercent sur la face avant de l'écran

Capteurs de pression

F_0	Fréquence de résonnance mesurée à vide
F_1	Fréquence de résonnance mesurée lors du chargement du capteur
Γ	Facteur de jauge linéaire donné par le fournisseur

α et β	Facteurs de jauge polynomiaux donnés par le fournisseur
T_{F_0}	Température mesurée par le capteur lors de la mesure de la fréquence à vide
T_s	Température mesurée par le capteur lors de la mesure de la contrainte totale horizontale présente dans le sol
B_T	Facteur de correction relative à la température

Autres

LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées
MCNL	Mécanique en comportement non linéaire
GN1	Mode de formation de pente simulant un mécanisme de déblai
GN2	Mode de formation de pente simulant un mécanisme de remblai
P20	Massif de sol avec une pente de 20%
P40	Massif de sol avec une pente de 40%
P60	Massif de sol avec une pente de 60%
MC	Critère de rupture de Mohr-Coulomb
CC	Critère de rupture Cam-Clay modifié

Introduction Générale

Depuis des années, l'ingénierie géotechnique, dans le cadre d'expertises ou d'études de projet ou d'exécution, a de plus en plus recours à la méthode des éléments finis pour estimer les mouvements de structures projetées ou existantes. En effet, la méthode des éléments finis donne des informations à la fois sur le champ des contraintes, les déplacements et la charge limite. L'intérêt de ce type de résultats pour la conception et la compréhension du fonctionnement des ouvrages justifie cette utilisation croissante de la méthode des éléments finis. L'Eurocode 7, qui met en avant les calculs en déplacements pour la justification des ouvrages à l'État Limite de Service (ELS), incite également à l'utilisation de la méthode des éléments finis. Bien que cette méthode bénéficie de plusieurs dizaines d'années de mise en œuvre, son utilisation reste confrontée à certaines difficultés. La prise en compte de la géométrie réelle du terrain et des couches de sol et l'initialisation des contraintes sont des problèmes spécifiques à l'utilisation de la méthode des éléments finis en géotechnique. Le choix des lois de comportement et la prise en compte des phases de construction constituent des difficultés supplémentaires.

Parmi ces différents problèmes, le sujet de thèse se focalise sur l'étude du champ initial des contraintes dans un massif de sol. Cet état initial des contraintes a une influence directe sur les calculs de déformations en élasto-plasticité. Sa détermination est difficile car il dépend de plusieurs paramètres dont le type de sol, le relief, l'histoire géologique du massif, la géométrie du massif, etc. Pour mieux illustrer le travail réalisé, le cas des massifs de sol délimités par une surface horizontale est distingué de celui des massifs de sol en pente.

Dans un massif de sol en équilibre (« au repos ») limité par une surface horizontale et formé de couches homogènes horizontales, il est couramment admis que les contraintes principales sont verticale et horizontale et que les plans horizontaux sont des plans d'isotropie. Un tel schéma correspond à la formation du massif par dépôt successif de couches horizontales. L'histoire simplifiée des sollicitations se résume à une suite de compressions sans déformations latérales. La contrainte effective verticale initiale peut être associée, en étudiant l'équilibre du massif, au poids des terres des couches sus-jacentes. Cependant les équations d'équilibre ne permettent pas la détermination des contraintes horizontales effectives. Pour les sols normalement consolidés, le rapport des contraintes effectives horizontale et verticale est

constant. Il correspond au coefficient de pression des terres au repos K_0 , introduit par Jaky (1944). Ainsi, dans la pratique, la contrainte effective horizontale initiale est calculée en multipliant la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 . Ce paramètre dépend des paramètres mécaniques du sol et de l'histoire géologique du massif. De nombreux travaux se sont intéressés à l'estimation du coefficient de pression des terres au repos dans les massifs de sol à surface horizontale. La majorité des expressions empiriques proposées lie le coefficient de pression des terres au repos à l'angle de frottement interne du sol, au rapport de surconsolidation pour les sols surconsolidés, et/ou à l'indice de plasticité (Kenney, 1959 ; Hendron, 1963 ; Brooker et Ireland, 1965 ; Mayne et Kulhawy, 1982).

En présence de pente, le champ initial des contraintes dépend, en plus des paramètres énumérés précédemment, de l'état d'équilibre de la pente. Ce facteur additionnel complique d'avantage l'estimation de l'état initial des contraintes. Il n'existe, par conséquent, pas de procédés validés de détermination des contraintes initiales dans un massif de sol en pente.

Les méthodes d'analyse théorique existantes s'intéressent à l'état d'équilibre limite dans un massif de sol à surface inclinée généralement à deux dimensions (pente infinie ou glissement plan). Ces contraintes à la rupture, trouvées avec ces méthodes, ne peuvent pas décrire les états stables existants. Des solutions analytiques basées sur la transformation conforme sont aussi proposées. Cependant leur formulation nécessite l'hypothèse d'un comportement élastique du sol et les résultats sont généralement trop lourds pour une utilisation en ingénierie. Les essais en place ne permettent pas non plus d'estimer correctement les contraintes initiales dans une pente, parce qu'ils sont difficiles à concevoir et à réaliser. De plus, leur utilisation modifie le champ de contrainte sur place. Pour aller plus loin, le manque d'informations sur l'histoire de la pente, l'hétérogénéité des sols en place, l'existence d'éventuelles surfaces de rupture, etc. sont autant d'obstacles supplémentaires. Le problème des états de contraintes dans les pentes reste donc entier.

Afin de contribuer à une meilleure connaissance de l'état initial des contraintes dans un massif de sol en général et dans un massif en pente en particulier, le travail de thèse procède à des études numériques et expérimentales du champ initial des contraintes dans un massif de sol. Elles s'articulent en quatre chapitres dont celui dédié à l'étude bibliographique.

Le premier chapitre est une synthèse des recherches antérieures relatives à l'état initial des contraintes dans un massif de sol. Les méthodes de calcul et de mesure du champ initial des contraintes sont recensées et commentées. Cette partie expose également les modes de formation géologique d'une pente ainsi que leurs conséquences sur les contraintes initiales.

Le deuxième chapitre s'intéresse à l'impact de l'initialisation des contraintes sur les résultats obtenus par la méthode des éléments finis. Il traite deux cas simples qui sont une fondation superficielle et une paroi moulée butonnée. L'analyse des résultats du premier cas étudié est relative à la charge limite et aux tassements de la fondation. L'expansion des déformations irréversibles y est aussi abordée. L'étude de la paroi s'intéresse aux effets de l'initialisation des contraintes sur les déformations de l'ouvrage (paroi et bouton) et du massif de sol. Elle aborde, en complément, les sollicitations exercées sur le bouton et la paroi de même que les critères de vérification de la stabilité globale de l'ouvrage.

Le chapitre trois porte sur le champ des contraintes obtenu dans une pente après une simulation de la formation du massif. La modélisation est faite en utilisant CESAR-LCPC. Les contraintes ainsi obtenues sont assimilées aux contraintes initiales et constituent l'une des hypothèses fondamentales des calculs par la méthode des éléments finis. L'étude commence par l'analyse d'un cas de référence qui fournit la répartition des contraintes dans le massif de sol. Il sert d'élément de comparaison. L'influence sur l'état de contrainte de la géométrie du massif (angle d'inclinaison du talus) et du mode de formation de la pente est abordée. Le choix de la loi de comportement et des critères de rupture complète cette étude.

Le dernier chapitre expose la partie expérimentale de la thèse. Il présente l'histoire géologique du site et les résultats d'essais d'identification et de caractérisation menés sur des échantillons de sol carottés sur le site. L'instrumentation de la pente consiste en la mise en place de cellules de pression totale pour la mesure des contraintes horizontales. Les mesures sont faites en continu sur une durée de 10 mois. Les paramètres météorologiques, les caractéristiques du capteur, la mise en place de l'appareil de mesure constituent un ensemble de facteurs susceptibles d'influencer les mesures. Ce chapitre met l'accent sur les difficultés liées à la mesure du champ de contrainte dans le sol. Il émet des idées et propositions afin de limiter les erreurs relatives à ces mesures.

1 Chapitre I : Détermination des contraintes initiales dans les massifs de sol : étude bibliographique

Résumé :

Ce chapitre est une synthèse des recherches antérieures relatives à l'état initial des contraintes dans un massif de sol. Les méthodes de calcul et de mesure du champ initial des contraintes sont recensées et commentées. Cette partie expose également les modes de formation géologique d'une pente ainsi que leurs conséquences sur les contraintes initiales.

Sommaire chapitre 1

1.1 Introduction

1.2 Détermination théorique du coefficient de pression des terres au repos

1.2.1 Massif de sol à surface horizontale

1.2.2 Massif de sol en pente

1.3 : Détermination expérimentale du coefficient de pression des terres au repos

1.3.1 Mesure en laboratoire

1.3.2 Mesure in-situ

1.4 : Conclusions et perspectives

1.1 Introduction

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite de définir le champ des contraintes initial. Ce dernier est très délicat à déterminer car il dépend de la nature et de la géométrie des terrains, de leurs conditions de dépôt et de leur histoire géologique. L'état initial des contraintes a fait l'objet de beaucoup d'études au cours des soixante-dix dernières années. Le premier à fournir une expression permettant de l'approximer fut Jaky (1944). Par la suite, d'autres travaux ont été menés. Une partie de ces travaux a abouti à la formulation d'expressions empiriques tirées d'expérimentations en laboratoire. Une autre partie a permis le développement des moyens de mesure du champ de contrainte en place.

Cependant les solutions proposées présentent des limites liées, d'une part, au prélèvement d'échantillons de sol pour les tests en laboratoire, et d'autre part, à l'introduction de l'appareil de mesure pour les méthodes in-situ. L'utilisation des appareils de mesures ou de prélèvement engendre un remaniement du sol et modifie l'état de contrainte aux points de mesure.

L'objectif de ce chapitre est de présenter une synthèse des travaux antérieurs relatifs à la détermination des contraintes initiales dans un massif de sol ainsi que les paramètres qui peuvent les influencer. Il conclut sur les difficultés relatives à la détermination des contraintes initiales dans un sol.

1.2 Détermination théorique du coefficient de pression des terres au repos

L'état initial des contraintes dans le sol dépend de plusieurs paramètres dont la géométrie du massif de sol. Dans cette partie, les différentes méthodes d'estimation sont regroupées en fonction de la géométrie.

Dans le cas des massifs de sol à surface horizontale, les contraintes principales correspondent à la contrainte horizontale et à la contrainte verticale. La contrainte effective verticale est donnée par la pression due au poids des terres au dessus du point considéré. La contrainte effective horizontale est plus difficile à déterminer car elle dépend à la fois du type de sol et de l'historique de chargement.

En présence d'un massif de sol avec une géométrie en pente, la détermination du champ initial des contraintes se transforme en un problème d'un haut niveau de difficulté.

L'état initial des contraintes dépend, en plus des paramètres précédemment cités, de l'état d'équilibre de la pente.

La présentation des différentes méthodes de calcul permettant la détermination du champ initial des contraintes est faite en fonction de la géométrie du massif de sol. Les premiers travaux présentés dans les paragraphes suivants s'intéressent au champ de contrainte initial dans un massif de sol à surface horizontale. Les méthodes de détermination relatives à un massif de sol en pente sont abordées par la suite.

1.2.1 Massif de sol à surface horizontale

Les méthodes de calcul ou d'estimation de l'état initial des contraintes dans les massifs de sol à surface horizontale sont présentées ci-après. Cette estimation se fait généralement par la détermination du coefficient de pression des terres au repos (K_0).

1.2.1.1 Définition du coefficient de pression des terres au repos

Dans l'hypothèse d'une absence totale de déformation horizontale, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est associé au rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective (E1.1). Il dépend des caractéristiques intrinsèques du sol et dans certains cas, de l'historique des sollicitations subies par le massif. Bishop et Henkel (1962) rajoutent le type de sol et le degré de saturation à la liste des paramètres influençant l'état de contraintes initiales. Le coefficient de pression des terres au repos K_0 pourrait également être lié à l'historique des déformations et à la microstructure du sol (Edil et Dhowian, 1981). Mestat (1998) rappelle que l'état initial des contraintes d'un sol se situe généralement entre l'état d'équilibre élastique et la limite de rupture. En particulier, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est encadré par le coefficient de poussée K_a et le coefficient de butée K_p (E1.2 et E1.3).

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{E1. 1})$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (\text{E1. 2})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{E1. 3})$$

1.2.1.2 Expressions du coefficient de pression des terres au repos

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la détermination du coefficient de pression des terres au repos par l'élaboration de formules empiriques, semi-empiriques ou analytiques basées sur l'analyse de l'état de contrainte d'un prisme de sol. Les différentes formules proposées sont rattachées à certains paramètres intrinsèques du sol et peuvent être classées suivant :

- l'histoire de chargement du sol (normalement consolidé ou surconsolidé) ;
- la nature du sol (argile, sable, etc.) ;
- la catégorie de chargement (1^{er} chargement, déchargement, rechargement).

Dans la suite du rapport, les différentes méthodes de détermination du coefficient de pression des terres au repos sont classées en fonction de leur historique de chargement, qui peut être assimilé à l'histoire géologique du site.

1.2.1.2.1 Élasticité linéaire isotrope

Par une analyse basée sur l'élasticité linéaire isotrope, le coefficient de pression des terres au repos peut être associé au coefficient de Poisson par l'équation E1.4.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (\text{E1. 4})$$

avec : ν le coefficient de Poisson du sol.

L'équation E1.4 se démontre facilement en se plaçant sous condition œdométrique. La Figure 1. 1 représente un échantillon de sol sous condition œdométrique.

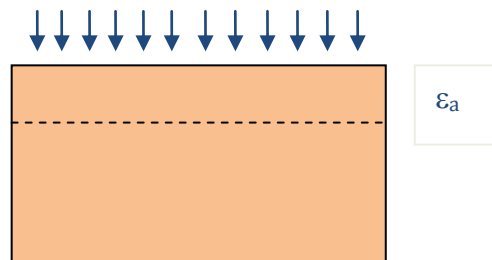


Figure 1. 1 Échantillon de sol sous conditions œdométriques

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 = \sigma_3 \\ \sigma_2 = \sigma_3 \end{pmatrix} = \lambda \operatorname{tr} \varepsilon \bar{\delta} + 2\mu \begin{pmatrix} \varepsilon_a \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (\text{E1. 5})$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \lambda \varepsilon_a + 2\mu \varepsilon_a \\ \sigma_3 = \lambda \varepsilon_a \end{cases} \Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\lambda}{\lambda + 2\mu} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{1}{\frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} + \frac{E}{(1+\nu)}}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{1}{\frac{E}{(1+\nu)} \left(1 + \frac{\nu}{(1-2\nu)} \right)} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{(1+\nu)}{E \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right)}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

Ramené au cas d'un massif de sol à surface horizontale, les contraintes σ_3 et σ_1 peuvent être assimilées aux contraintes verticale et horizontale dues au poids des terres (σ'_{v0} et σ'_{h0}). En substituant les contraintes σ_3 et σ_1 par les contraintes σ'_{v0} et σ'_{h0} on obtient l'équation (E1.4).

Les limites de cette expression se trouvent dans l'obligation d'émettre l'hypothèse d'un comportement élastique du sol.

1.2.1.2.2 Expressions d'origine empirique

Les expressions de calcul de K_0 sont présentées suivant le type de sollicitations (chargement - déchargement - rechargement). Pour des raisons de clarté, deux notations différentes sont utilisées afin de différencier le coefficient de pression des terres au repos d'un sol normalement consolidé en chargement de celui d'un sol en déchargement (ou surconsolidé) :

K_0^{nc} pour les sols normalement consolidés en premier chargement ;

K_0^{dh} pour les sols en déchargement.

Premier chargement

Les travaux de Jaky (1944) lient le coefficient K_0 à l'angle de frottement interne du sol par l'équation (E1.6). Il propose, par la suite, une formulation simplifiée qui est adoptée par les praticiens et connu sous l'appellation « formule de Jaky » (Jaky, 1948) (E1.7).

$$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi' \right) \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (\text{E1. 6})$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (E1.7)$$

Les deux équations formulées par Jaky (1944 et 1948) satisfont l'inégalité ci-dessous :

$$K_a < K_0 < 1.$$

K_a est le coefficient de poussée des terres de Rankine (E1.2).

Pour des valeurs de l'angle de frottement interne (ϕ') comprises entre 10 et 40 degrés, la formulation simplifiée (E1.7) donne des valeurs de K_0 plus élevées que l'équation initiale de Jaky (E1.6). L'écart est estimé à 10 % de la première formulation. Pour un angle de frottement interne inférieur à 10 degrés ou supérieur à 40 degrés, l'écart entre l'équation d'origine et la formulation simplifiée diminue.

La formule de Jaky s'applique aux sols normalement consolidés sans restriction liée à leur nature (sable, limon, argile, etc.).

La Figure 1. 2, tirée des travaux de Pipatpongsa et al. (2009), met en évidence l'encadrement des formulations de Jaky par les coefficients de poussée et de butée des terres (K_a et K_p)

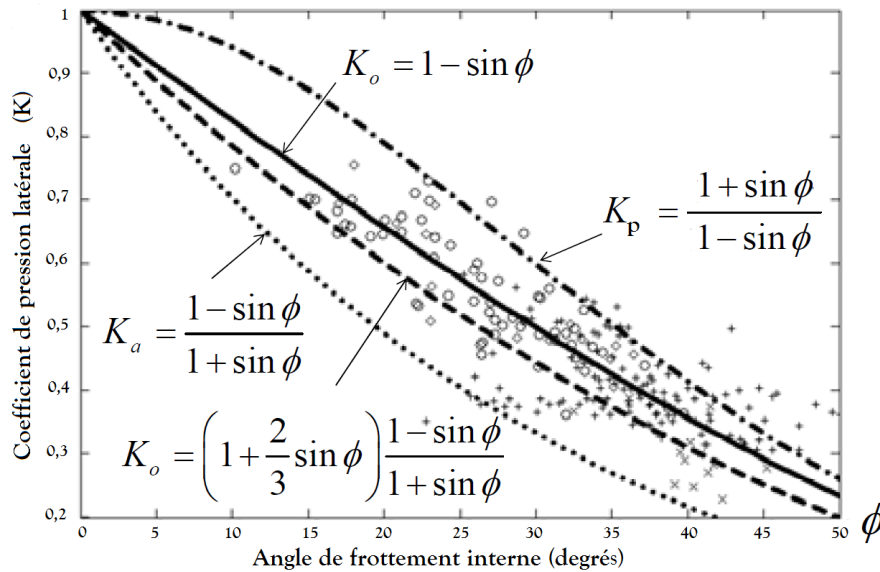


Figure 1. 2 Relation entre différents coefficients de pression latérale et l'angle de frottement interne.

[Pipatpongsa et al, 2009]

Pour les sables homogènes et les argiles normalement consolidées, en premier chargement, les travaux de Bishop (1958), Schmidt (1967), Mayne et Kulhawy (1982), Pipatpongsa et al. (2009) et El-Emam (2011), confrontant la formule de Jaky à une base de données expérimentales, concluent qu'elle fournit une bonne approximation du coefficient de pression des terres au repos.

Cependant, d'autres relations, liant le coefficient de pression des terres au repos à l'angle de frottement interne du sol (φ') sont proposées par certains chercheurs. Ils apportent, généralement, des modifications mineures à la formule de Jaky tout en conservant la forme de l'équation (de type $a - \sin\varphi'$).

Hendron (1963), avec des considérations théoriques tirées de l'assemblage de sphères de quartz, aboutit à une expression liant le coefficient de pression des terres au repos au coefficient de frottement (f) entre les sphères de quartz (E1.8). L'expression n'est applicable qu'aux sables.

$$K_0^{nc} = \frac{1-f}{2(1+f)} \quad . \quad (E1. 8)$$

L'expression du coefficient de frottement f (E1.9), tirée des travaux de Thurston et Deresiewicz (1959), permet d'exprimer le coefficient de pression des terres au repos K_0 exclusivement en fonction de l'angle de frottement interne (E1.10).

$$\sin \varphi = \frac{1}{3} + \frac{4}{9}\sqrt{6}f \quad (E1. 9)$$

$$K_0 = K_0^{nc} = \frac{1}{2} * \frac{1 + \frac{1}{8}\sqrt{6} - \frac{3}{8}\sqrt{6} \sin \varphi}{1 - \frac{1}{8}\sqrt{6} + \frac{3}{8}\sqrt{6} \sin \varphi} \quad (E1. 10)$$

La Figure 1. 3 montre que l'équation de Hendron (1963) donne des valeurs de K_0 plus petites que celles obtenues avec la relation de Jaky (E1.7).

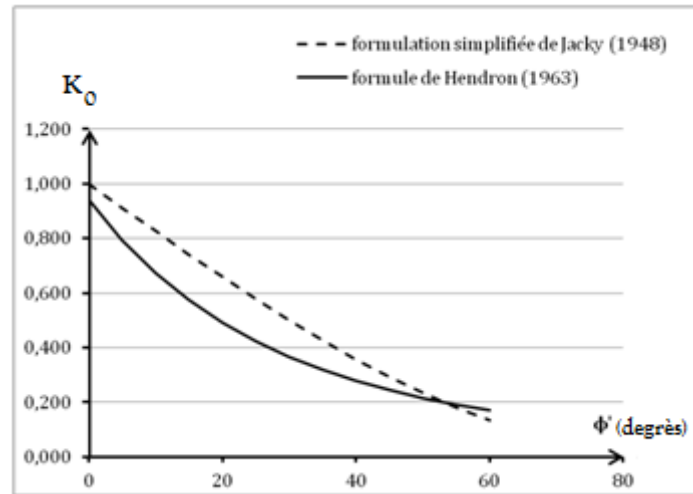


Figure 1. 3 Comparaison de la formulation simplifiée de Jacky (1948) et de l'expression de Hendron (1963)

Hendron (1963) confronte son expression à une série d'essais œdométriques. La campagne d'essai porte sur 4 sables différents :

- sable du Minnesota (sable constitué de particules très arrondies) ;
- sable de Pennsylvanie ;
- sable de Sangamon ;
- sable de Wabash.

Les différentes valeurs de K_0 tirées des essais sont présentées dans le Tableau 1. 1. Les valeurs du coefficient de pression des terres au repos trouvées pour les sables de Pennsylvanie, Sangamon et Wabash sont proches de celles données par la formule de Jacky. Les différentes valeurs du coefficient K_0 obtenues pour le sable de Minnesota montrent un écart appréciable en comparaison aux valeurs obtenues avec la formule de Jacky (E1.7).

Tableau 1. 1 Résultats des tests de Hendron (1963) à l'œdomètre sur 4 sables en 1^{er} chargement.

Type de sable	Minnesota					Pennsylvanie		Sangamon		Wabash	
ϕ' (degrés).....	35,5	31,5	27	25,5	18	34,5	27	37	29,5	38,5	32
K_0^{nc} (Jacky) $1 - \sin \phi'$	0,42	0,48	0,55	0,57	0,69	0,43	0,55	0,4	0,51	0,38	0,47
K_0^{nc} (Hendron)	0,33	0,35	0,39-0,42	0,41	0,48	0,43	0,56	0,4	0,46	0,39	0,44

Brooker et Ireland (1965) ont, après confrontation avec des données expérimentales tirées d'une série d'essais sur 5 argiles (testées à l'œdomètre), apporté un léger réajustement sur la formule de Jacky (E1.7). En effet, ils considèrent l'équation simplifiée de Jacky plus adaptée aux

sols granulaires et proposent une expression légèrement modifiée (E1.11) pour les sols cohérents.

$$K_0 = K_0^{nc} = 0,95 - \sin \varphi' \quad (E1. 11)$$

Même si l'équation de Brooker et Ireland (1965) semble proche de l'équation simplifiée de Jaky, elle est, par le calcul, plus proche de sa première formulation (E1.6) que de la formule simplifiée de Jaky (E1.7). (Figure 1. 4)

Ce constat expliquerait certainement cette légère modification apportée à l'équation de Jaky.

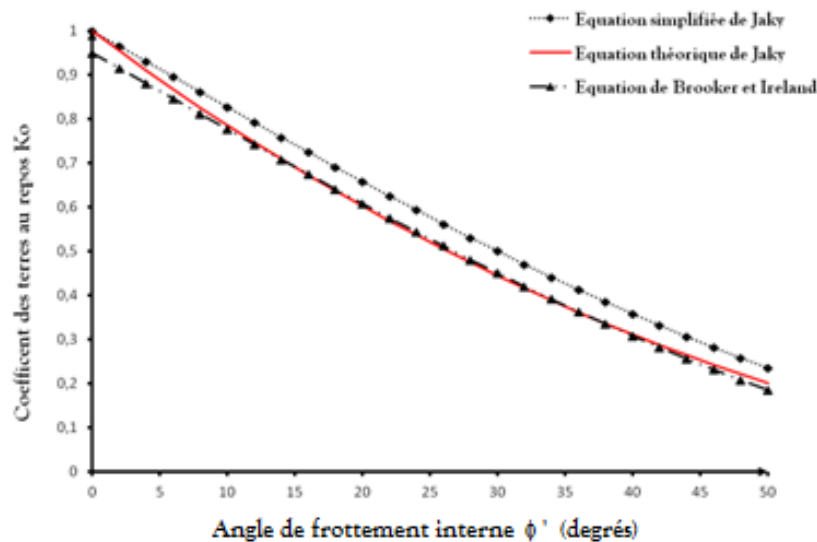


Figure 1. 4 Comparaison des formulations de Jaky et de Brooker et Ireland pour les sols normalement consolidés.

Schmidt (1966) révisé la formule proposée par Brooker et Ireland (1965) (E1.11) car ils jugent les données expérimentales des essais sur les 5 argiles « raisonnablement mieux représentées » par la nouvelle expression (E1.12).

$$K_0 = K_0^{nc} = (1 - 1,2 \sin \varphi') \approx 1 - \sin(1,2\varphi') \quad (E1. 12)$$

Larsson (1977) propose, pour les sols argileux, une relation entre le coefficient de pression des terres au repos et la limite de liquidité (E1.13).

$$K_0 = K_0^{nc} = 0,31 + 0,71(w_L - 0,2) \quad (E1. 13)$$

Bishop (1948) fait référence au degré de mobilisation de l'angle de frottement interne. Il trouve, à travers ses expériences, que plus la porosité est élevée plus l'angle de frottement mobilisé est faible et par voie de conséquence la valeur de K_0 peut être suspectée d'augmenter.

Déchargement

Le déchargement d'un massif de sol ou d'un échantillon correspond à la diminution de la contrainte verticale. Il provoque une diminution de la contrainte horizontale (Schmidt, 1967). L'étude des courbes de chargement et de déchargement (Figure 1. 5) met en évidence une correspondance entre le dernier point de la courbe de chargement et le premier point de la courbe de déchargement. Le coefficient de pression des terres au repos en déchargement « K_0^{dh} » en début de déchargement est donc le même que celui du sol normalement consolidé en chargement (K_0^{nc}).

$$\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v} = 1 \Rightarrow K_0^{nc} = K_0^{dh}$$

En phase de déchargement, le rapport $\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v}$ augmente. Le taux de décroissance de la

contrainte verticale étant plus important que celui de la contrainte horizontale, le rapport $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$

(K_0) augmente avec l'augmentation du niveau de déchargement. Ceci aboutit à une

augmentation du coefficient de pression des terres au repos avec le rapport $\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v}$.

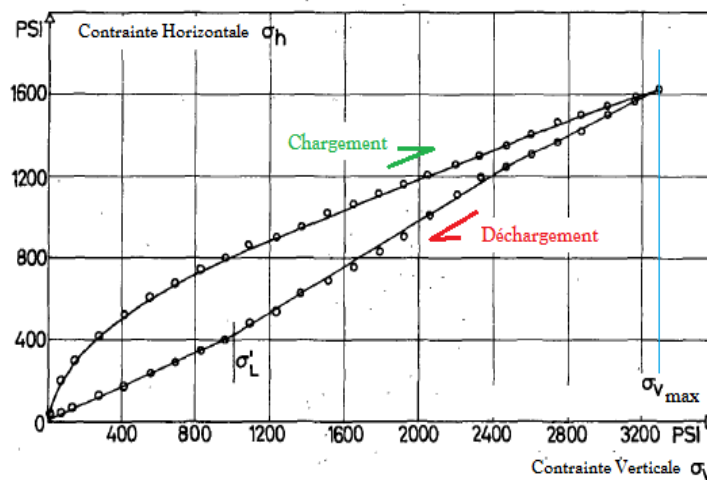


Figure 1. 5 Résultats des essais œdométriques sur le sable de Pennsylvanie avec un indice des vides initial de $e_0 = 0,68$ et une densité relative de $0,70$. [Schmidt, 1967]

Décharger un sol argileux revient à reproduire le phénomène de surconsolidation. Pour la suite de cette partie, seul le déchargement des sols sableux est abordé.

Déchargement d'un sable

Les essais menés par Hendron (1963) ont abouti à l'élaboration d'une relation empirique (E1.18). Les courbes de la Figure 1. 6 à la Figure 1. 9 montrent l'évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du rapport $\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v}$. Les courbes sont tracées à partir des données expérimentales des essais menés par Hendron (1963) sur 4 sables différents. Sur le sable de Minnesota, constitué de particules très arrondies, 5 essais sont effectués sur 5 échantillons de sable avec des indices des vides initiaux différents. Deux essais sont réalisés sur chacun des sables de Pennsylvanie, Sangamon et de la rivière de Wabash. Les courbes, reproduites à partir des données expérimentales de Hendron, montrent une bonne approximation de l'expression du coefficient de pression des terres au repos en déchargement par une fonction puissance (Figure 1. 6 à Figure 1. 9).

L'expression de Hendron (E1.14) lie le coefficient de pression des terres au repos en déchargement (K_0^{dh}), avec :

- le rapport $\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v}$;
- un paramètre H qui est une puissance appliquée au rapport $\frac{\sigma'_{v;\max}}{\sigma'_v}$;
- un coefficient (K') déduit des courbes d'évolution précédemment citées. Il peut être assimilé au coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé (K_0^{nc}) en chargement. La suite de l'analyse compare le coefficient K' à certaines expressions de calcul du coefficient de pression des terres au repos d'un sol normalement consolidé (Jaky, 1948 ; Hendron, 1963 ; Schmidt, 1967).

K'_1 est le coefficient trouvé par Hendron par sa fonction d'approximation et K'_2 est le coefficient trouvé dans les courbes tracées à partir des résultats de Hendron (1963).

$$K_0^{dh} = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K' \left(\frac{\sigma'_{v \max}}{\sigma'_v} \right)^H \quad (\text{E1. 14})$$

avec : H variant seulement avec le type de sol selon Hendron (1963) (Tableau 1. 2).

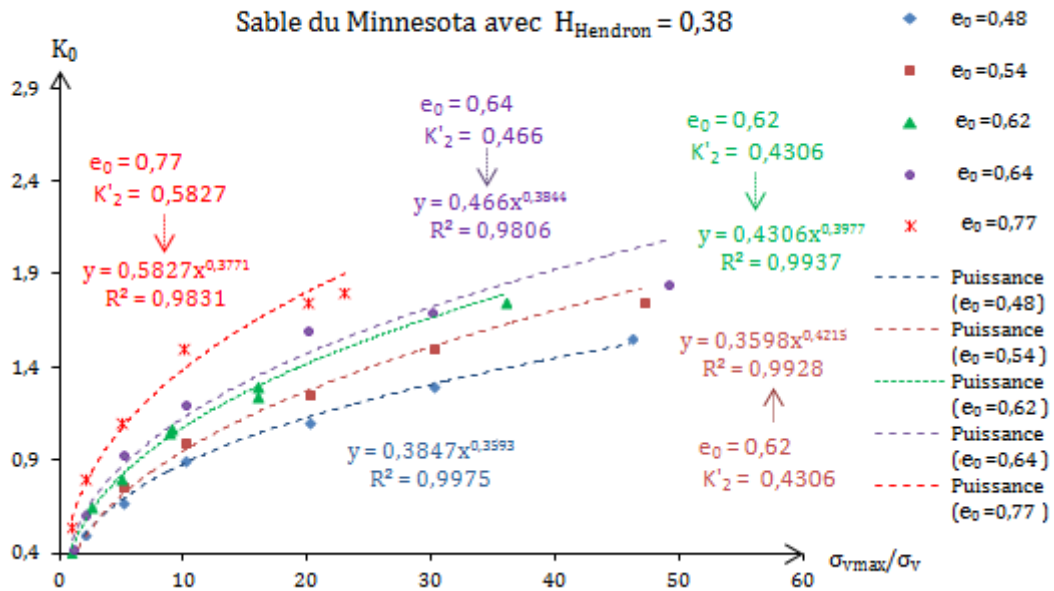


Figure 1. 6 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du degré de surconsolidation pour le sable du Minnesota (données de Hendron, 1963).

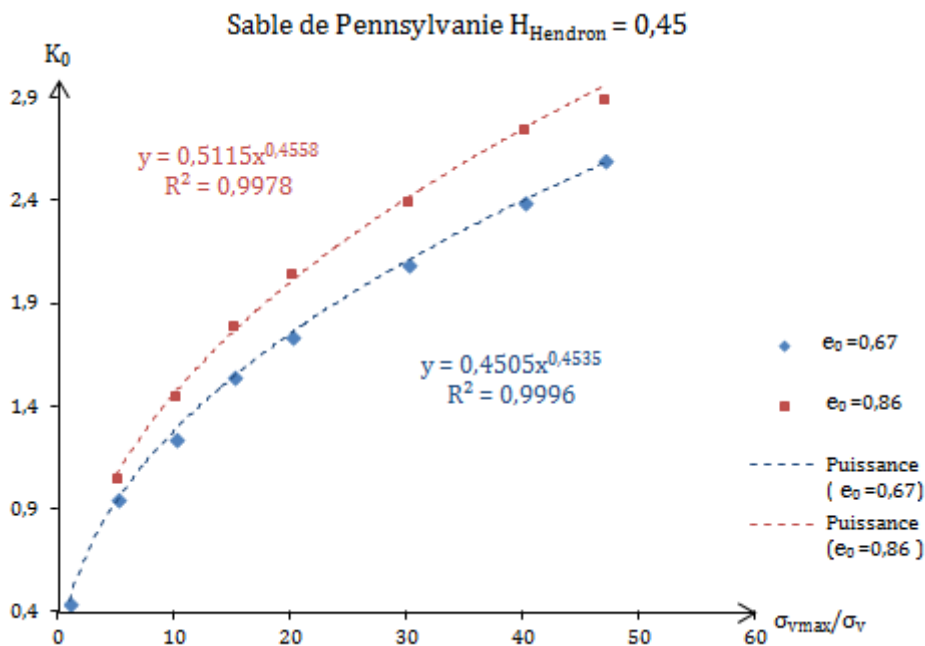


Figure 1. 7 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du degré de surconsolidation pour le sable de Pennsylvanie (données de Hendron, 1963).

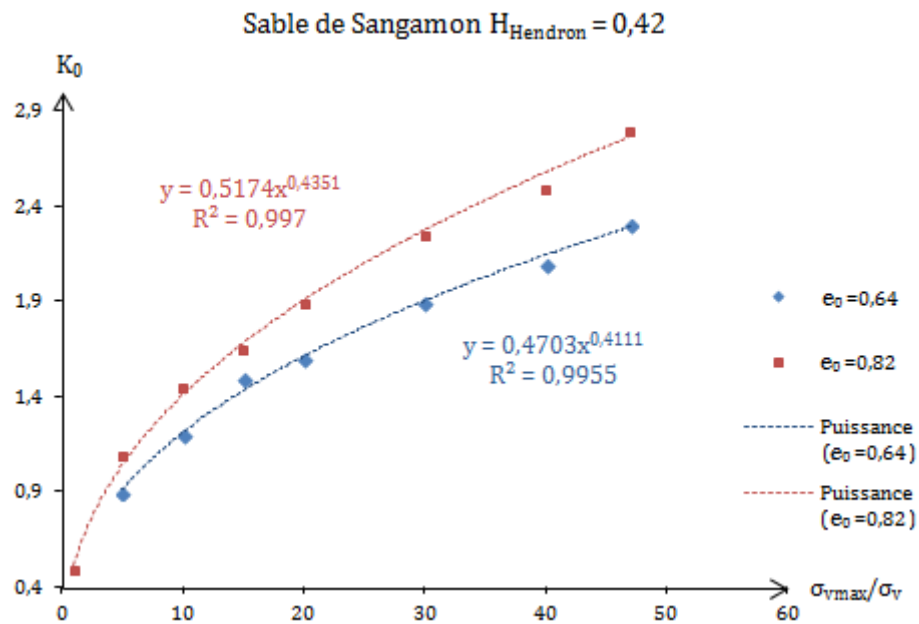


Figure 1. 8 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du degré de surconsolidation pour le sable de la rivière de Sangamon (données de Hendron 1963).

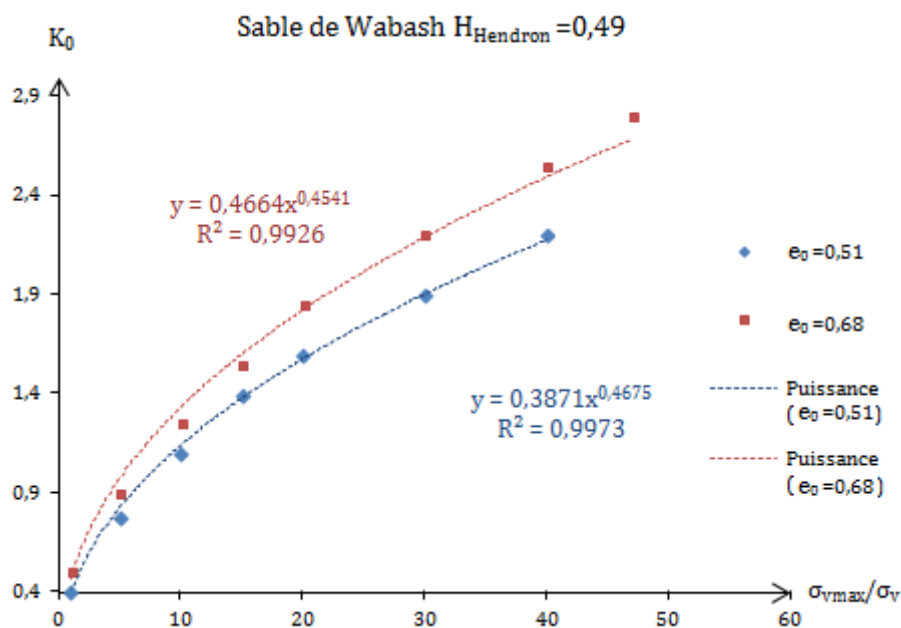


Figure 1. 9 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du degré de surconsolidation pour le sable de la rivière de Wabash (données de Hendron 1963).

Les résultats obtenus par Hendron (1963) sont présentés dans le Tableau 1. 2. Les coefficients de pression des terres au repos du sol normalement consolidé selon Jaky et Hendron y sont également rappelés en comparaison aux valeurs de K' . Nous constatons que K_0^{nc} ainsi que l'angle de frottement effectif interne varient avec l'indice des vides initial (e_0) du sol.

En comparant les valeurs de K_0^{nc} (de Jaky et Hendron) et K'_1 (donné par Hendron), nous notons de légères différences. Elles seraient éventuellement la conséquence d'un traitement sommaire des résultats par Hendron (Schmidt, 1967). Il ajoute également, aux causes de cet écart, l'effet d'écrasement des particules pour des valeurs élevées de contrainte.

Les valeurs des coefficients K'_2 déduites des figures ci-dessus sont assez proches de celles trouvées par Hendron (K'_1). L'écart peut être associé à la marge d'erreur relative à la récupération des données de Hendron (1963) depuis ses graphes.

Tableau 1. 2 Résultat des essais de Hendron (1963) à l'œdomètre sur 4 sables en déchargement.

Type de sol	Minnesota					Pennsylvanie		Sangamon		Wabash	
H	0,38					0,45		0,42		0,49	
e_0	0,48	0,54	0,62	0,64	0,77	0,67	0,86	0,64	0,82	0,52	0,68
φ' (degrés)	35,5	31,5	27	25,5	18	34,5	27	37	29,5	38,5	32
K_0^{nc} (Jaky) $1 - \sin \varphi'$	0,42	0,48	0,55	0,57	0,69	0,43	0,55	0,4	0,51	0,38	0,47
K_0^{nc} (Hendron)	0,33	0,35	0,39-0,42	0,41	0,48	0,43	0,56	0,4	0,46	0,39	0,44
K'_1 (donné par Hendron)	0,38	0,4	0,46	0,5	0,6	0,45	0,52	0,45	0,54	0,36	0,42
K'_2 (tiré des courbes)	0,385	0,36	0,431	0,466	0,583	0,451	0,511	0,47	0,517	0,387	0,466

Hendron (1963) assimile K' à la formulation de Jaky et suggère, in fine, l'expression donnée par l'équation (E1.15). Les valeurs données par l'expression de Jaky (1948) ont néanmoins tendance à légèrement surestimer les valeurs de K' .

$$K_0^{dh} = K_0^{nc} \left(\frac{\sigma'_{v \max}}{\sigma'_v} \right)^H \approx (1 - \sin \varphi') \left(\frac{\sigma'_{v \max}}{\sigma'_v} \right)^H \quad (\text{E1. 15})$$

Pour plus de clarté, relevons les différentes valeurs de K'_2 tirées des fonctions puissance des différentes courbes de la Figure 1. 6 à la Figure 1. 9. Traçons maintenant, dans les mêmes graphes et suivant le type de sable utilisé, les courbes d'évolution de K'_2 ainsi que celles du coefficient de pression des terres au repos, de Jaky (E1.7) et de Hendron (E1.10), en fonction de

l'angle de frottement effectif interne (*Figure 1. 10 et Figure 1. 11*). Les courbes montrent que les valeurs de K'_2 sont généralement situées entre les courbes des expressions de Jaky (*E1.7*) et de Hendron (*E1.10*).

L'analyse des courbes de ces mêmes figures permet de conclure que, pour le sable du Minnesota, et donc pour les sables constitués de particules très arrondies, K'_2 peut être associé, sans réel risque d'erreurs notables, au coefficient de pression des terres au repos donné par l'expression de Hendron (*E1.10*). Pour les sables de Pennsylvanie, de Sangamon et de la rivière de Wabash, que nous pouvons généraliser par les sables constitués de particules moins arrondies, K'_2 correspondrait à K_0^{nc} donné par la formulation de Jaky (*E1.7*).

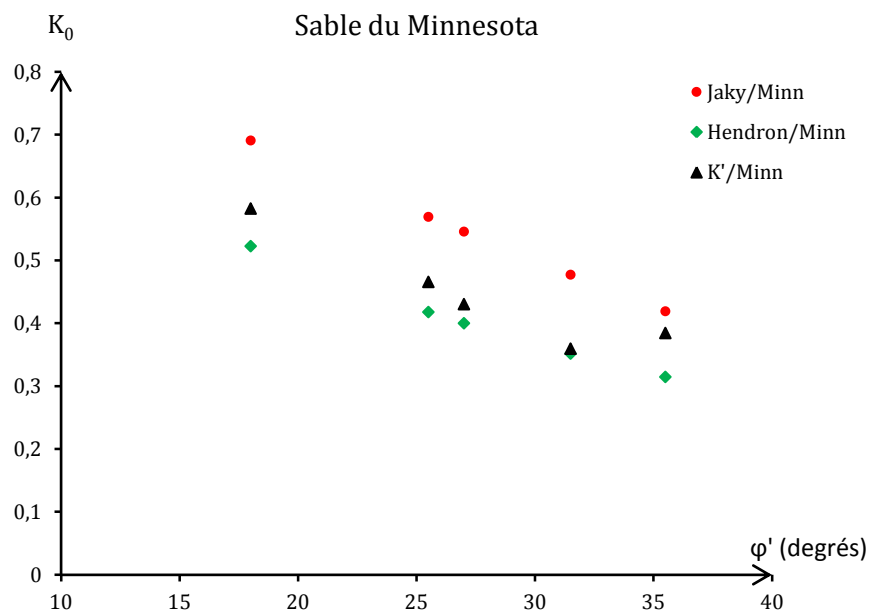


Figure 1. 10 Évolution de K_0 (Jaky et Hendron) et K'_2 en fonction de l'angle de frottement effectif interne noté sur le sable du Minnesota

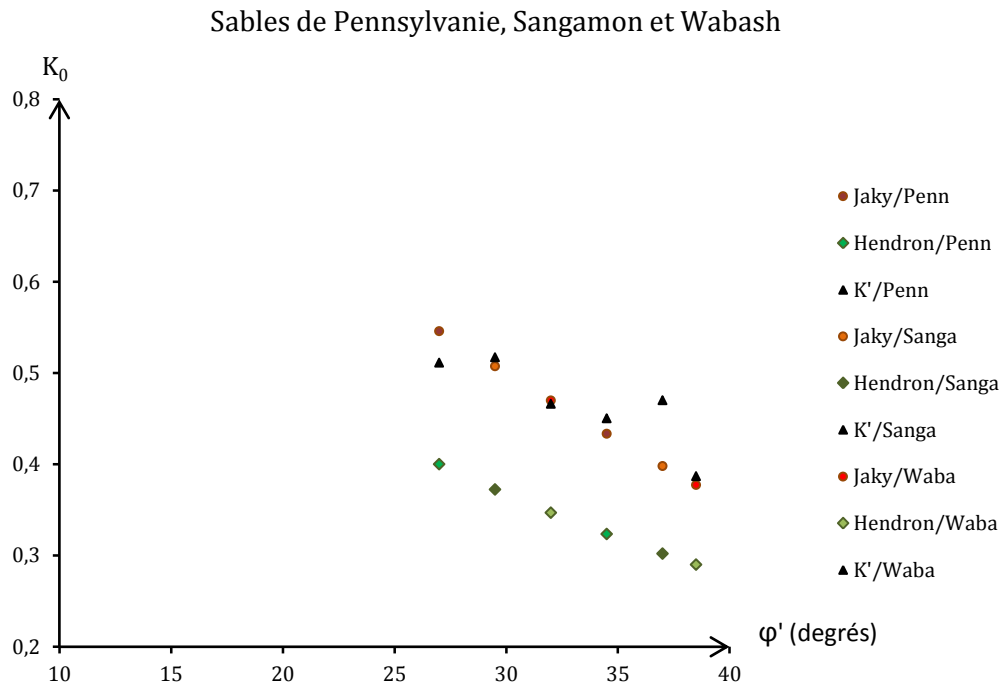


Figure 1.11 Évolution de K_0 (Jaky et Hendron) et K'_2 en fonction de l'angle de frottement effectif interne noté sur le sable de Pennsylvanie, Sangamon et de la rivière de Wabash

L'effet de la contrainte maximale atteinte avant le déchargement ($\sigma_{v \max}$) est étudié par Fraser. Les essais réalisés sur le sable de Brasted (avec un indice des vides initial $e_0 = 0,67$) sont rapportés par Bishop (1958). Le sable est testé à l'appareil triaxial avec deux valeurs de $\sigma_{v \max}$ différentes (2,14 MPa et 0,345 MPa). Les résultats sont tracés sur la Figure 1. 12. Il y apparaît que les deux courbes se superposent très bien, ce qui montre une indépendance entre le coefficient de pression des terres au repos et la valeur de la contrainte maximale ($\sigma'_{v \max}$) atteinte avant le déchargement.

La fonction puissance donne, à l'instar des conclusions sur le travaux de Hendron (1963), une bonne approximation de la relation liant le coefficient de pression des terres au repos au

rapport $\frac{\sigma_{v \max}}{\sigma_v}$.

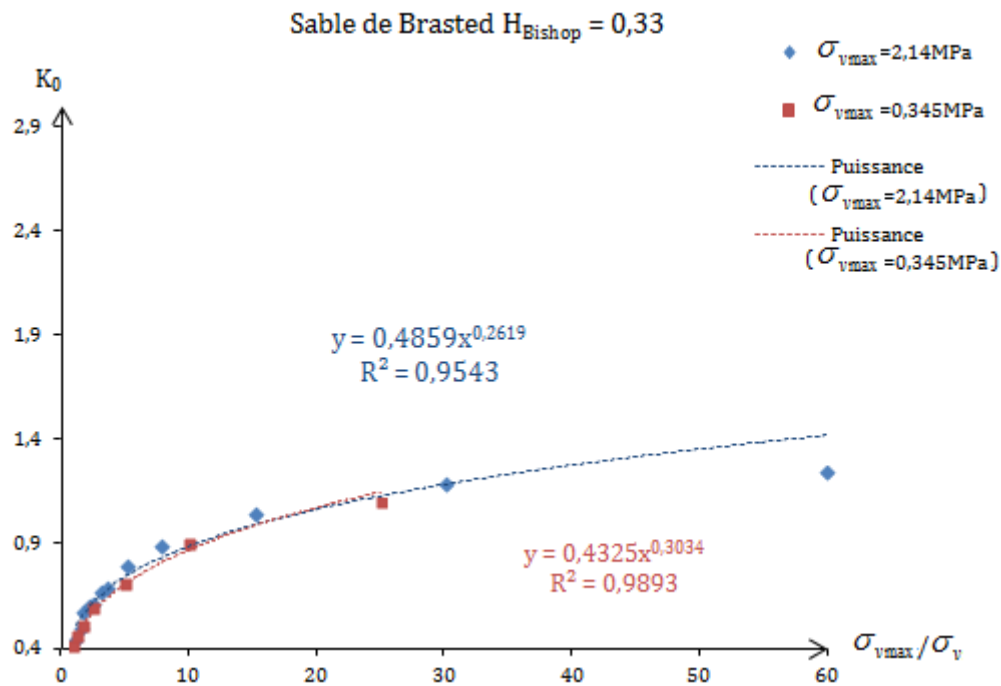


Figure 1. 12 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du rapport $\frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v}$ pour le sable sec de Brasted (données de Bishop, 1958).

1.2.1.2.3 Sol surconsolidé

La surconsolidation est un phénomène que l'on note principalement au niveau des sols argileux. Une argile surconsolidée est une argile normalement consolidée qui, ayant subi au cours de son histoire un important chargement, se retrouve déchargée par un mécanisme géologique (ou autre). Il peut s'agir de l'érosion d'importantes couches supérieures, de la fonte de glaciers anciennement supportés par la dite couche de sol, de la déformation des couches de sol suite à des mouvements tectoniques etc. C'est le cas de l'argile de Kiscelli en Hongrie, qui subissait la pression de plus de 400 m de sol dans le passé. Suite à l'érosion des couches supérieures, la pression verticale a baissé alors que la contrainte horizontale est restée quasi-intacte, transformant ainsi le sol en argile surconsolidée (Kalman, 2008).

L'historique des sollicitations subies par les argiles surconsolidées est un élément déterminant du comportement mécanique des sols surconsolidés. Il est pris en compte dans la détermination du coefficient de pression des terres au repos par l'utilisation du rapport de surconsolidation noté R_{OC} . C'est le rapport entre la pression verticale maximale subie par le massif de sol et la contrainte verticale actuelle (E1.16).

$$R_{oc} = \frac{\sigma_{v \max}}{\sigma_v} \quad (E1.16)$$

La réponse du sol varie suivant la sollicitation subie, impactant la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

Chargement d'un sol surconsolidé

Des formules ou expressions de calcul issues généralement d'essais œdométriques réalisés sur des argiles en état de surconsolidation ont été proposées par divers chercheurs. Elles associent l'angle de frottement effectif interne du sol et le degré de surconsolidation. Les expressions sont généralement de la forme de l'équation ci-dessous (E1.17).

Notons K_0^{ch} pour les sols surconsolidés en chargement.

$$K_0^{ch} = K_0^{nc} (R_{oc})^\alpha \quad (E1.17)$$

α varie suivant les auteurs (E1.18 à E1.20)

Meyerhof (1976) propose la formulation empirique suivante (E1.22):

$$K_0^{ch} = (1 - \sin \varphi') \sqrt{R_{oc}} \quad (E1.18)$$

Mayne et Kulhawy (1982), partant des mêmes données que Brooker et Ireland (1965), obtiennent une expression de K_0^{ch} pour les argiles surconsolidées (E1.19) :

$$K_0^{ch} = (1 - \sin \varphi') (R_{oc})^{\sin \varphi'} \quad (E1.19)$$

Hanna et Al-Romhein (2008) proposent pour leur part l'équation (E1.20) :

$$K_0^{ch} = (1 - \sin \varphi') (R_{oc})^{\sin \varphi' - 0,18} \quad (E1.20)$$

Ducan et Seed (1986) proposent un abaque pour la détermination de « α » en fonction de $\sin \varphi'$ et du type de sol.

Déchargement d'une argile

Brooker et Ireland (1965) ont, lors de leurs travaux, soumis 5 argiles à des essais de chargement-déchargement à l'œdomètre. Le comportement des argiles en phase de déchargement est étudié. Une corrélation, semblable à celle proposée par Hendron (1963) pour les sables, est proposée entre le coefficient de pression des terres au repos K_0^{dh} et le rapport $\frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v}$. L'expression de Brooker et Ireland est une fonction puissance. La même annotation que celle de Hendron (E1.14) est utilisée

K' est associé au coefficient de pression des terres au repos de l'argile normalement consolidée :

- selon Brooker et Ireland (1965) : $K_0^{nc} = 0,95 - \sin \varphi'$;
- selon Schmidt (1967) : $K_0^{nc} = 1 - 1,2 \sin \varphi'$;
- selon Jaky (1948) : $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$.

Comme conclu dans la partie qui traite du coefficient de pression des terres au repos pour les sols normalement consolidés, la relation de Jaky donne une bonne approximation de K_0^{nc} . Cependant, La Figure 1. 14, qui trace K' et K_0^{nc} (de Jaky, Schmidt et Brooker & Ireland) en fonction de l'angle de frottement interne effectif (φ'), montre que l'équation proposée par Schmidt (E1.12) donne la meilleure approximation de K' .

Le Tableau 1. 3 résume les résultats obtenus dans Brooker et Ireland (1965). Il indique les valeurs du paramètre « H » retenues, la cohésion ainsi que l'angle de frottement interne effectif des argiles étudiées et les différentes valeurs de K' trouvées (par Brooker et Ireland, 1965) en fonction des différents sols.

La Figure 1. 13 donne le coefficient de pression des terres au repos, tiré des résultats des essais de Brooker et Ireland menés en 1965 sur 5 argiles différentes, en fonction du rapport de surconsolidation. Elle représente en pointillé les fonctions puissance permettant d'approcher les courbes d'évolution de K_0^{dh} pour les différentes argiles testées.

Les valeurs de $K'_{(\text{trouvé})}$ du Tableau 1. 3 sont celles tirées des équations des fonctions puissance de la Figure 1. 13. Les valeurs de $K'_{(\text{Brooker et Ireland})}$ sont celles données par Brooker et Ireland (1965). K_0^{nc} (Brooker) correspond au coefficient K_0 calculé avec la formulation de Brooker et Ireland (1965) pour les sols normalement consolidés.

Tableau 1. 3 Résultat des essais de Brooker et Ireland (1965) à l'œdomètre modifié sur 5 argiles.

Type d'argile	Chicago	Goose Lake	Weald	Londres	Bearpaw
H.....	0,53	0,49	0,52	0,38	0,31
c (kPa)	11	10	12	13	7
ϕ' (degrés)	26,3	27,5	22	17,5	15,5
$1 - \sin\phi'$	0,56	0,54	0,63	0,70	0,73
K_0^{nc} (Brooker)	0,47	0,48	0,52	0,65	0,68
K' (Brooker et Ireland)	0,45	0,46	0,48	0,65	0,7
K' (trouvé) $\rightarrow (K'_2)$	0,436	0,439	0,499	0,644	0,683

H est l'exposant appliqué au rapport de surconsolidation (E1.14)

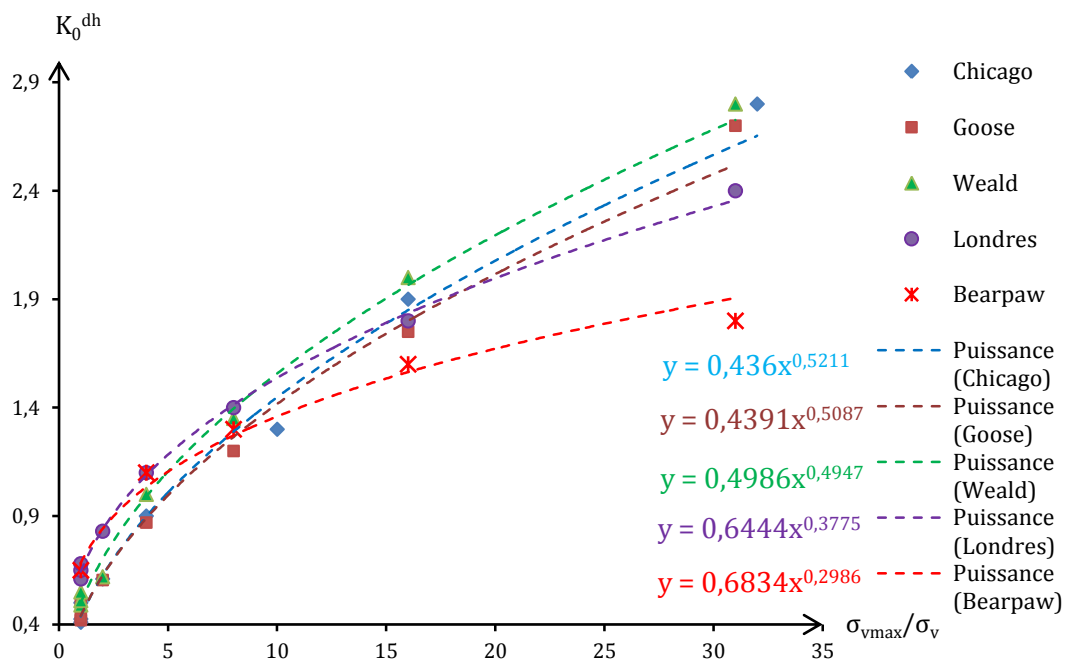


Figure 1. 13 Évolution du coefficient de pression des terres au repos en déchargement en fonction du degré de surconsolidation pour 5 argiles (à partir des données de Brooker et Ireland, 1965).

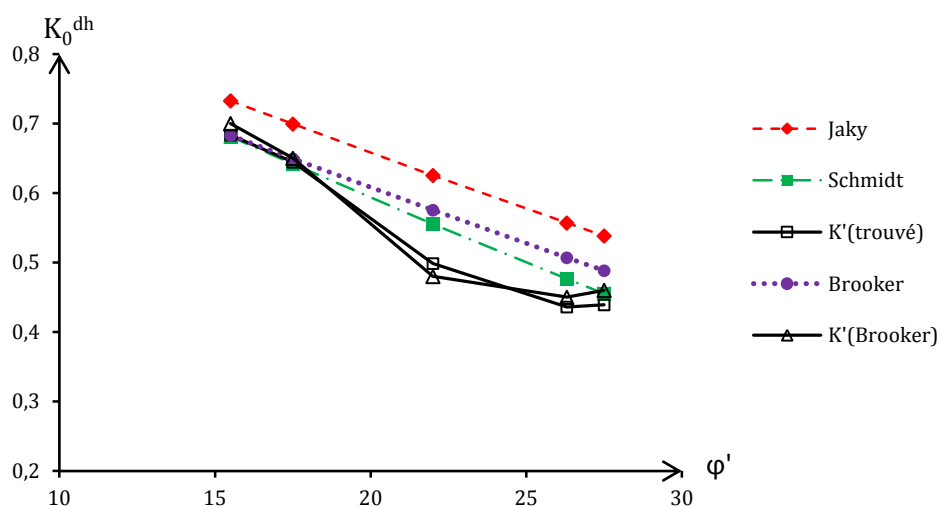


Figure 1. 14 Évolution de K_0 (Jaky et Schmidt et Brooker) et K' en fonction de l'angle de frottement effectif interne noté sur les 5 argiles testées par Brooker et Ireland (1965).

Schmidt (1967) proposa, pour les argiles, une relation empirique (E1.21) entre le paramètre H et l'angle de frottement interne φ' . La Figure 1. 15 montre que l'expression de Schmidt (1967) donne une bonne approximation du paramètre H pour les argiles.

$$H = 1,2 \sin \varphi' \approx \sin(1,2\varphi') \quad (\text{E1. 21})$$

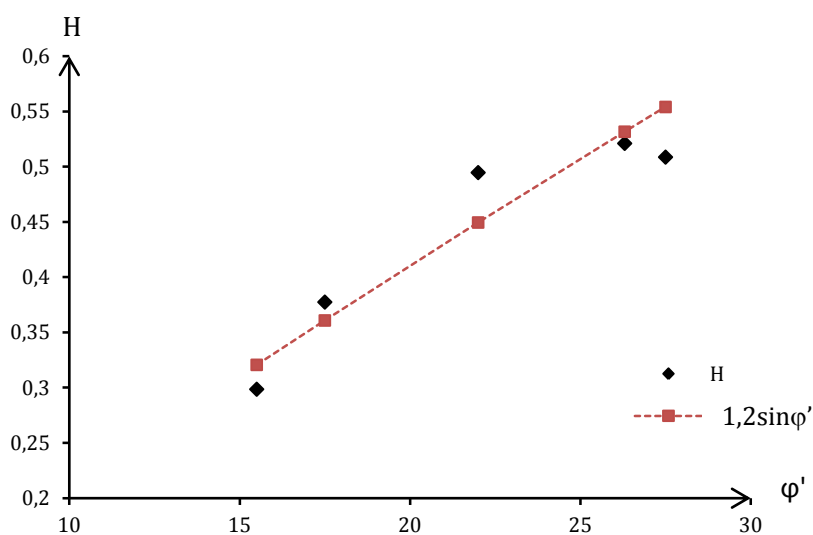


Figure 1. 15 Évolution de H en fonction de l'angle de frottement effectif interne noté sur les 5 argiles testées par Brooker et Ireland (1965) et comparaison avec l'équation de Schmidt (1967)

Au final, l'équation (E1.22) est la plus représentative du comportement des argiles en déchargement. Elle est retenue comme corrélant le mieux le coefficient de pression des terres au repos des argiles en déchargement avec l'angle de frottement interne et le rapport de surconsolidation.

$$K_0^{dh} = [1 - \sin(1,2\varphi')] \left(\frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v} \right)^{\sin(1,2\varphi')} \quad (E1.22)$$

En résumé, la formulation de Jaky donne une bonne estimation du coefficient de pression des terres au repos pour les sols pulvérulents. Les travaux de Mayne et Kulhawy (1982), qui ont aboutit à plus de 170 valeurs de K_0 , sur différents types de sol, ont conclu que la formule de Jaky fournit de bonnes approximations pour les sables. Selon Abdelhamid et Krizek (1976), le coefficient de pression des terres au repos (K_0) reste constant tant que l'on est dans le domaine normalement consolidé. Cette invariance du coefficient de pression des terres au repos, dans les sols normalement consolidés, appuie également la validité de l'expression de Jaky qui n'est fonction que de l'angle de frottement interne du sol étudié.

Le faible écart noté entre l'équation simplifiée de Jaky (1948) et celle de Brooker et Ireland (1965), spécifique aux argiles, montre que le type de sol (pour les sols normalement consolidés) n'a que peu d'influence sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos.

La proposition de Hendron (1963) relative aux sables constitués de grains très arrondis correspondrait à un cas particulier. Les valeurs de K_0 dans ce type de sable sont légèrement plus faibles pour un angle de frottement interne inférieur à 40 degrés (Figure 1. 3). On pourrait éventuellement attribuer cette diminution de la valeur de K_0 , pour les sables constitués de particules très arrondies, à une diminution de la surface de contact entre les grains. Les valeurs données par l'expression de Hendron (1963) constitueraient ainsi la borne inférieure du coefficient de pression des terres au repos au niveau des sols normalement consolidés.

En déchargement, K_0 augmente graduellement avec l'accroissement du rapport $\frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v}$ (degré de surconsolidation pour les argiles). La relation liant le coefficient de pression des terres au repos au degré de surconsolidation peut être approchée par une fonction puissance. Dans le cas des argiles, le paramètre H peut être corrélé avec l'angle de frottement interne alors que pour les sables, H dépendrait du type de sol.

D'autres paramètres peuvent influencer les valeurs de K_0 . Le taux d'humidité peut, selon Ofer (1982), avoir un impact sur le K_0 des argiles alors qu'il reste sans effet sur le sable. Mille cycles de chargement changent, d'après les travaux de Sehn (1990), de façon moindre la valeur de K_0 pour un degré de consolidation de 1. Cependant, pour un degré de consolidation de 10, les mille cycles de chargement entraînent une hausse de 10% du coefficient de pression des terres au repos. Saglamer (1972) souligne l'effet de la densité relative dans les sols à gros grains. Il remarque que les sols meubles avaient des valeurs de K_0 plus élevées que les sols denses. Ces conclusions sont confirmées par les travaux d'Ishihara (1993).

1.2.2 Massif de sol en pente

L'estimation du champ initial des contraintes dans les massifs de sol à géométrie quelconque se heurte à d'innombrables problèmes. Dans le cas des collines par exemple, les contraintes horizontales sont plus importantes dans les vallées qu'au niveau des crêtes. L'orientation des contraintes principales (directions principales) change également en fonction du relief. Les sollicitations subies jouent un rôle majeur dans l'état initial des contraintes. En effet, un chargement sur une longue période suivi d'un déchargement, dans certains types de sol comme les argiles, entraîne une hausse considérable des contraintes latérales. C'est le cas de certains terrains lors de la fonte des calottes glaciaires. Des mesures, effectuées lors des travaux de Martin et Simmons (1993), dans le bouclier canadien, le confirment avec des mesures de contraintes horizontales pouvant atteindre 60 MPa à 400m de profondeur.

La suite des travaux de synthèse s'intéresse aux massifs de sol en pente. Dans ces derniers, le champ initial des contraintes est fortement lié à l'état d'équilibre du massif. Cet état d'équilibre est sensible, comme illustré précédemment, aux chargements ou déchargements subis. Ces sollicitations peuvent être associées, d'une part, à l'évolution du massif de sol (effets tectoniques, fontes glacières, cycles saisonniers, adaptation) et, d'autre part, au mode de formation de la pente (accumulation de dépôts ou sédimentation, érosion, colluvionnement, altération, etc).

Les principaux modes de formation d'une pente naturelle sont abordés et leurs effets sur les contraintes initiales sont étudiés.

1.2.2.1 Formation des pentes et effet sur les contraintes initiales

Les modes de genèse d'une pente naturelle peuvent être regroupés en deux principales catégories. La première représente les pentes formées suite à un phénomène d'érosion sur un massif de sol initialement horizontal. La deuxième catégorie regroupe les pentes naissant d'un dépôt d'éléments sédimentaires sur un massif rocheux en pente. Rigoureusement, lors du dépôt, les couches sédimentaires n'ont pas les mêmes inclinaisons. Cependant, dans la suite de cette étude une hypothèse simplificatrice est émise. Les sédiments sont supposés s'être déposés en formant des couches inclinées épousant l'inclinaison initiale de la pente rocheuse.

Dans cette section, les deux principaux modes de formation de pente ainsi que leur effet sur le champ de contrainte sont abordés.

1.2.2.1.1 Les pentes obtenues suite à un processus d'érosion

La Figure 1. 16 est une illustration d'une pente divisée en deux zones (A) et (P). L'érosion se fait par un déplacement de particules de sols au niveau de la zone (P). Il arrive qu'il y ait une migration des particules de la zone (A), mais, en comparaison avec la zone (P), la quantité de matériau déplacée reste moindre. Ces mouvements de particules, outre la géométrie, modifient le champ de contraintes dans le massif de sol. Rankka (1994) s'intéressa aux changements de contraintes dans les directions horizontale et verticale en s'aidant des chemins de contraintes. Les zones (A) et (P) de la pente sont étudiées séparément. La formation de la pente en condition drainée (érosion à long terme) ou non drainée (excavation) est également abordée. Comme nous nous intéressons aux pentes naturelles, le processus d'érosion à long terme est privilégié.

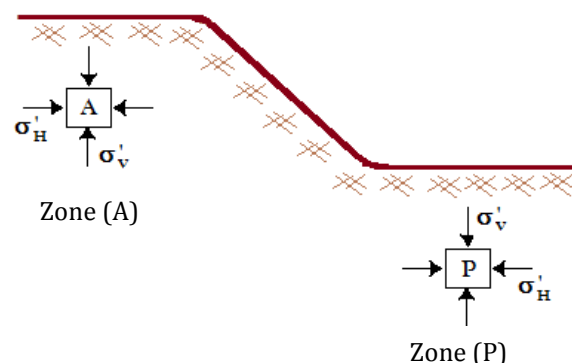


Figure 1. 16 Illustration d'une pente et des différentes zones d'étude

L'érosion subie par le massif entraîne, tout d'abord, son déchargement. La Figure 1. 17 l'illustre par le passage de l'état de contrainte de la position (1) à la position (2). La position (1)

est située sur la droite du coefficient de pression des terres au repos du massif de sol normalement consolidé (K_0^{nc}). Elle matérialise le champ de contraintes d'un massif de sol à surface horizontale. L'érosion, par les mouvements de matériaux, déplace le champ de contraintes vers des valeurs de contraintes verticales plus faibles. Le processus d'érosion s'effectuant à long terme, l'évolution des contraintes dans le massif de sol se fait en condition drainée. Cette constance de la pression interstitielle se traduit, dans la zone (A) où la masse de particule déplacée est faible, par une invariance de la contrainte effective verticale. Cette zone subit, lors de l'érosion, un déchargement dans la direction horizontale qui conduit à une réduction de la contrainte totale horizontale. Cette baisse de la contrainte totale horizontale entraîne naturellement une diminution de la contrainte effective horizontale. L'état de contrainte passe, de ce fait, de la position (2) à la position (3) ou (4) en fonction de la diminution de σ'_h .

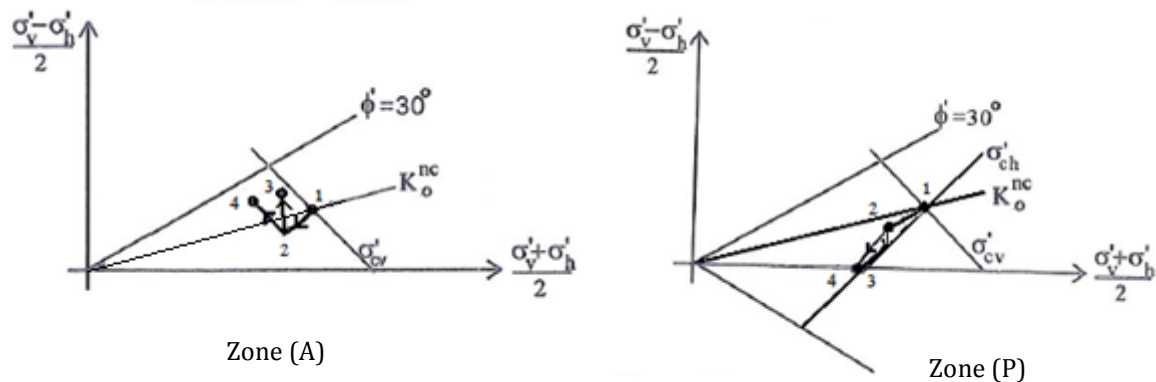


Figure 1. 17 Chemins de contrainte probables des zones (A) et (P) sous l'effet de l'érosion [Rankka, 1994]

Soumise à l'érosion, la zone (P) subit un double déchargement. Tout d'abord la perte de matériau au niveau de la pente abaisse la contrainte totale verticale qui déplace l'état de contrainte de la position (1) à la position (2). Il s'ensuit le déchargement de la zone (P) qui entraîne une traction verticale et probablement une compression horizontale de la zone concernée. À long terme, l'érosion entraîne un abaissement du niveau de la nappe. Néanmoins la contrainte effective verticale continue à baisser, faisant passer l'état de contrainte de la position (2) à la position (4) (Figure 1. 17).

1.2.2.1.2 Les pentes obtenues par sédimentation sur un support incliné

Les couches sédimentaires déposées sur des pentes existantes sont généralement d'origine éolienne. La granularité des sols constitutifs de ces couches est uniforme. Cette homogénéité, au niveau de la taille des particules, s'explique par le fait que le vent ne peut transporter que des grains d'un poids donné (Caquot et Kerisel, 1966).

Avec l'hypothèse d'une inclinaison des couches sédimentaires parallèle à l'inclinaison du terrain sous-jacent, les contraintes parallèle et perpendiculaire à l'inclinaison de la pente, notées respectivement σ_φ et σ_\perp , sont schématisées sur la Figure 1. 18. Le champ de contraintes dans une couche inclinée et infinie sans écoulement peut être étudié sur le cercle de Mohr (Taylor, 1948). La Figure 1. 19 trace le champ de contraintes dans la pente infinie, dans le plan de Mohr, avec l'hypothèse d'une cohésion nulle.

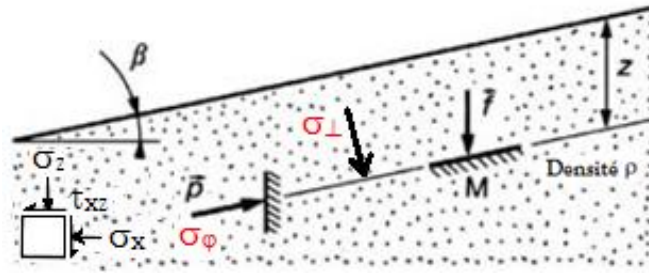


Figure 1. 18 Schématisation d'une pente infinie inclinée d'un angle β [Rankka, 1994]

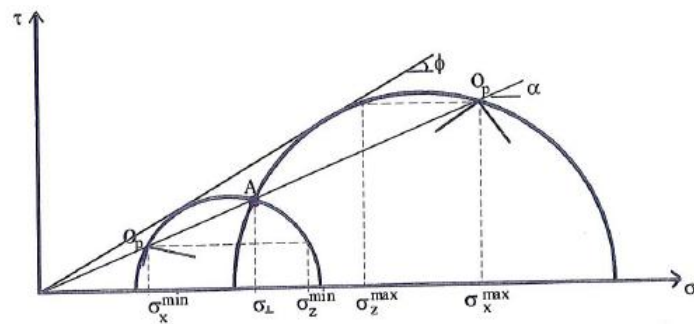


Figure 1. 19 Chemin de contrainte possible dans une pente infinie [Rankka, 1994].

Dans le plan de Mohr, la contrainte verticale \vec{f} est matérialisée par le vecteur \overrightarrow{OA} avec :

$$\overrightarrow{OA} = \rho \cdot g \cdot z \cdot \cos \varphi \quad (\text{E1. 23})$$

$$\sigma_{\perp} = \rho \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \varphi \quad (E1. 24)$$

Des solutions analytiques permettent d'approximer le champ initial des contraintes. Cependant, leur utilisation est lourde pour les praticiens. Les méthodes de déterminations supposent un comportement élastique du sol.

1.2.2.2 Solutions analytiques

La détermination des contraintes d'origine géostatique, dans les massifs de sol à géométrie quelconque en général et dans les pentes naturelles en particulier, a toujours été un réel défi pour les chercheurs. Ainsi peu d'approches analytiques sont proposées et nécessitent généralement un recours à des hypothèses simplificatrices, ce qui s'explique par les difficultés mathématiques que renferme le problème. Certains ont, néanmoins, réussi à proposer des méthodes de calcul.

Perloff et al. (1967), s'intéressant au champ de contraintes sous un remblai élastique, proposent une solution analytique. Cette dernière consiste en une transformation de la surface du remblai à un demi-plan horizontal élastique à la surface duquel s'applique une fonction de chargement. Elle est obtenue avec la formule intégrale de Cauchy. Les travaux de Perloff et al. (1967) utilisent, par la suite, la méthode de Muskhelishvili (1963) afin de trouver l'état de contrainte dans le demi-plan élastique chargé par la fonction précédemment trouvée. Silvestri et Tabib (1983a) estiment que la solution de Perloff et al. (1967) est trop compliquée pour une utilisation d'ingénierie du fait de l'utilisation de la formule intégrale de Cauchy.

Silvestri et Tabib (1983a), avec l'hypothèse d'un sol élastique, isotrope et homogène, proposent une autre approche. Elle consiste, comme pour la solution de Perloff et al (1967), en une transformation conforme permettant de passer de la pente étudiée à un demi-plan en équilibre (*Figure 1. 20*). Une fonction de chargement est aussi appliquée. À la différence de la solution de Perloff et al. (1967), la fonction de chargement appliquée au demi-plan n'utilise pas la formule intégrale de Cauchy. La solution de Silvestri et Tabib (1983a) se résume en trois étapes.

La première étape est la transformation conforme de la pente finie en un demi-plan en équilibre soumis à une pression sur la frontière. Le chargement fictif à appliquer à la frontière du demi-plan est donné par une fonction de chargement fictif. Dans le demi-plan, la solution à

l'équilibre peut être déterminée. Durant la transformation, les coordonnées cartésiennes (x, y) , du plan z , sont transformées en coordonnées curvilignes orthogonales (u, v) dans le plan w (Figure 1. 20). Le passage du plan z au plan w nécessite un plan intermédiaire. C'est le plan « t » dans lequel on passe d'une pente de hauteur H à une pente de hauteur 2β . Les points A, B, C, D et F du plan z , deviennent A'', B'', C'', D'' et F'' dans le plan w . Les fonctions qui permettent le passage d'un plan à un autre sont les suivantes :

$$t = g(z) = \frac{2\beta z}{H} \quad ; \quad z = x + iy \quad ; \quad t = r + is \quad (E1. 25)$$

$$w = h(t) \quad ; \quad t = r + is \quad ; \quad w = u + iv \quad (E1. 26)$$

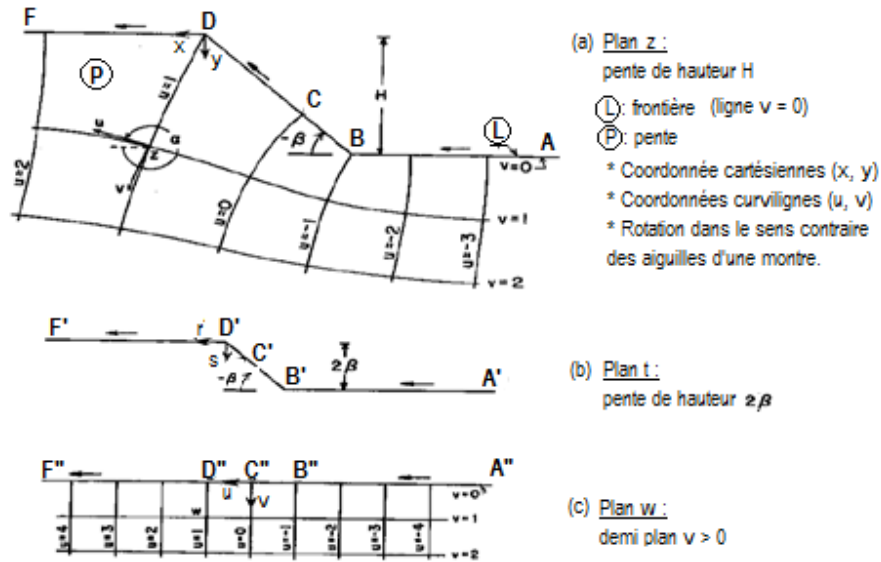


Figure 1. 20 Transformation conforme de la pente. α est l'angle de rotation du repère (u, v) dans le sens trigonométrique. [Silvestri et Tabib, 1983a]

La deuxième phase est la détermination de la solution à l'équilibre dans le demi-plan. La solution est obtenue dans le plan (w) . Le chargement fictif appliqué sur le demi-plan ($v > 0$) est présentée sur la Figure 1. 21. Son expression est donnée par les équations (E1.27) et (E1.28) [Silvestri et Talib, 1983a].

L'objectif de cette étape est la détermination des contraintes σ_u , σ_v et τ_{uv} .

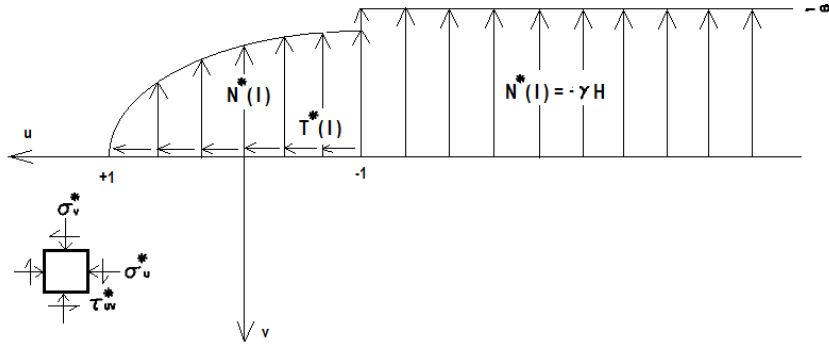


Figure 1. 21 Fonction de chargement fictif (Silvestri et Tabib, 1983a)

$$N^*(l) = \begin{cases} -\gamma H & ; \quad l < -1 \\ -\frac{\gamma \operatorname{Im} f(l)}{2} [(1 + K_0) + (1 - K_0) \cos(2\beta)] & ; \quad -1 \leq l \leq 1 \\ 0 & ; \quad l \geq 1 \end{cases} \quad (\text{E1. 27})$$

$$T^*(l) = \begin{cases} 0 & ; \quad l < -1 \\ -\frac{\gamma \operatorname{Im} f(l)}{2} [(1 - K_0) \sin(2\beta)] & ; \quad -1 \leq l \leq 1 \\ 0 & ; \quad l \geq 1 \end{cases} \quad (\text{E1. 28})$$

où « l » est l'emplacement du point d'étude sur la frontière (L) ou la ligne ($v = 0$).

Les contraintes σ_u^* ; σ_v^* ; τ_{uv}^* résultent des contraintes normales et tangentielles de la fonction de chargement fictif ci-dessus (Figure 1. 21). Elles sont déterminées à l'aide des tables de Giroud (1973).

Les expressions des contraintes σ_u ; σ_v et τ_{uv} sont déduites de Silvestri et Talib (1983a) des travaux de Muskhelishvili (1963) et Perloff et al. (1967). Elles sont données par l'équation E1.33.

$$\begin{cases} \sigma_u = \sigma_u^* + \frac{\gamma y}{2} \left[(1 + K_0) - (1 - K_0) \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} \right] \\ \sigma_v = \sigma_v^* + \frac{\gamma y}{2} \left[(1 + K_0) - (1 - K_0) \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} \right] \\ \tau_{uv} = \tau_{uv}^* + \frac{\gamma y}{2} \left[(1 - K_0) \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} \right] \end{cases} \quad (\text{E1. 29})$$

L'expression de l'angle θ est donnée par l'équation E1.34.

$$\alpha = \frac{\beta}{\pi} + 2\pi \quad (\text{E1. 30})$$

α est l'angle de rotation du repère (u, v) en passant du plan z au plan w (Figure 1. 20).

La dernière étape est une transformation de la solution obtenue dans le plan (w) en coordonnées cartésiennes (x, y) par l'inverse de la transformation conforme précédemment utilisée. La nouvelle solution correspond aux contraintes gravitaires dans la pente étudiée (plan z).

L'équation (E1.26) est la fonction inverse de la transformation de Schwarz-Christoffel dont la dérivée est donnée par l'équation (E1.31).

$$\frac{dt}{dw} = \left(\frac{w+1}{w-1} \right)^{\frac{\beta}{\pi}} \quad (\text{E1. 31})$$

L'équation (E1.31) associée à l'équation (E1.25) donne l'équation (E1.32).

$$\frac{dt}{dw} = \left(\frac{w+1}{w-1} \right)^{\frac{\beta}{\pi}} = \frac{2\beta}{H} \frac{dz}{dw} \Leftrightarrow \frac{dz}{dw} = \frac{H}{2\beta} \left(\frac{w+1}{w-1} \right)^{\frac{\beta}{\pi}} \quad (\text{E1. 32})$$

Ainsi :

$$z = \int \frac{H}{2\beta} \left(\frac{w+1}{w-1} \right)^{\frac{\beta}{\pi}} dw = f(w) \quad ; w = u + iv \quad ; z = x + iy \quad (\text{E1. 33})$$

L'équation (E1.33) permet le passage des coordonnées du plan w à celles du plan z.

L'équation (E1.34) donne l'expression des contraintes d'origine gravitaire dans une pente finie.

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{\sigma_u^* + \sigma_v^*}{2} - \frac{\sigma_u^* - \sigma_v^*}{2} \frac{\gamma y}{2} \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} - \tau_{uv}^* \sin \frac{2\beta\theta}{\pi} + \gamma y K_0 \\ \sigma_y = \frac{\sigma_u^* + \sigma_v^*}{2} + \frac{\sigma_u^* - \sigma_v^*}{2} \frac{\gamma y}{2} \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} + \tau_{uv}^* \sin \frac{2\beta\theta}{\pi} + \gamma y K_0 \\ \tau_{xy} = -\frac{\sigma_u^* + \sigma_v^*}{2} \sin \frac{2\beta\theta}{\pi} + \tau_{uv}^* \cos \frac{2\beta\theta}{\pi} \end{cases} \quad (\text{E1. 34})$$

L'équation (E1.35) donne l'expression des contraintes principales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{array} \right. \quad (E1.35)$$

La méthode de Silvestrie et Tabib (1983a) est mise en application par Silvestri et Talib (1983b) qui proposent des abaques de détermination des contraintes géostatiques dans une pente élastique répondant aux hypothèses précédemment citées. Ils sont élaborés pour différentes valeurs de l'angle d'inclinaison de la pente et pour un coefficient de pression des terres au repos de 0,5.

Savage et al. (1985) proposent une solution élastique pour les massifs de sol à géométrie quelconques et soumis à un chargement gravitaire ou tectonique. Le cas particulier des pentes finies soumises à un chargement géostatique est détaillé dans les travaux de Savage (1994). L'étude qui y est menée s'intéresse à 4 pentes finies d'inclinaison différente (15, 30, 45, et 90 degrés). La solution de Savage (1994) est assez proche des solutions précédemment citées avec l'utilisation de l'intégrale de Cauchy afin de définir la fonction de chargement. L'évaluation de l'intégrale nécessite le recours à la théorie des fonctions généralisées. Cette solution n'est pas détaillée dans cette étude. Seules les conclusions, mettant en avant l'effet de la présence de la pente sur le champ initial des contraintes, sont exposées.

La Figure 1. 22 illustre la solution de Savage (1994). Elle présente en (a) la pente étudiée et en (b) la correspondance entre le système de coordonnées (x, y) et le système de coordonnées (u, v) après la transformation conforme. La convention de signe retenue par Savage (1994) considère les contraintes de compression comme négatives. Le graphe (c) de la Figure 1. 22 donne l'évolution de la contrainte horizontale d'un point M, situé à la surface du massif de sol étudié, se déplaçant suivant l'axe x.

Dans la zone (A), ($x/b > 0$), les contraintes horizontales sont négatives. En se référant à la convention de signe retenue, les contraintes horizontales y sont des contraintes de compression. Cette conclusion est indépendante de l'angle d'inclinaison de la pente.

Dans la zone (P), ($x/b < -1$, $x/b < -1,73$ et $x/b < -3,73$ respectivement pour les pentes de 45, 30 et 15 degrés), les contraintes horizontales sont des contraintes de traction. La Figure 1. 22(c) montre, pour les trois pentes, un accroissement de contrainte au niveau du point de rupture de pente P2.

Au niveau de la pente, la surface du massif de sol passe de l'état comprimé à l'état tendu.

Les graphes (c), (d) et (e) de la Figure 1. 22 montrent que :

- à une profondeur donnée, les contraintes horizontales calculées sont, en valeur absolue, d'autant plus grandes que l'angle d'inclinaison de la pente est petit. Il est à noter que cette analyse ne prend pas en compte les massifs en pente avec des angles d'inclinaison inférieurs à 15 degrés ;
- l'inclinaison des courbes iso-valeurs des contraintes horizontales diminue avec la profondeur. Ce constat traduit une dissipation de l'effet de la pente avec la profondeur.

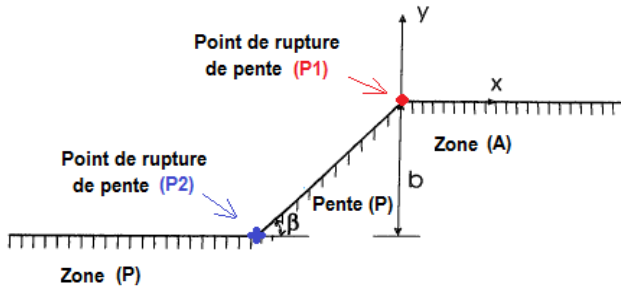
La solution de Silvestri et Tabib (1983a) décrit un champ de contraintes différent de celui donné par la solution de Savage (1994). La première ne fait pas état de la concentration de contrainte notée au niveau du point P2 présente dans la deuxième solution. La solution de Savage (1994) donne des valeurs de contraintes plus élevées que la solution de Silvestri et Tabib (1983a).

Les deux solutions s'accordent sur la répartition des zones tendues ou comprimées avec des contraintes surfaciques horizontales en compression dans la zone (A) et en traction dans la zone (P). Le reste du massif reste en compression pour les deux solutions.

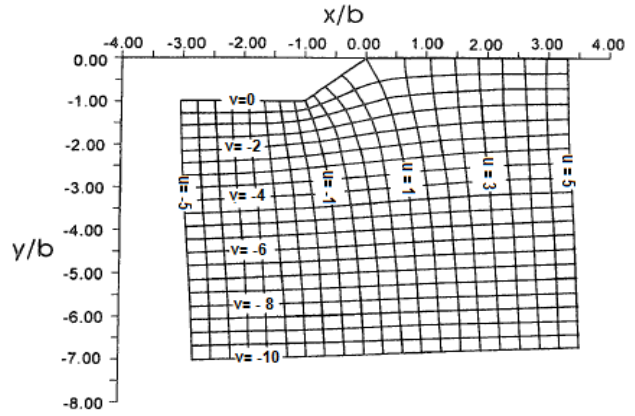
Malgré l'hypothèse simplificatrice d'un comportement élastique du sol, les solutions analytiques proposées pour la détermination des contraintes initiales dans les massifs de sol en pente sont dans leur ensemble difficilement applicables à une utilisation en ingénierie. Elles nécessitent un temps et un bagage mathématique conséquents pour leur adaptation à des cas concrets. Le choix d'un coefficient de pression des terres au repos reposant sur le comportement élastique du sol, rend les solutions obtenues peu réalistes. De plus, l'incertitude liée au choix du coefficient de pression des terres au repos soulève des interrogations.

Les méthodes de mesure, dans la mesure où la perturbation du sol est limitée, semblent être les plus aptes à renseigner sur l'état initial des contraintes dans les massifs de sol.

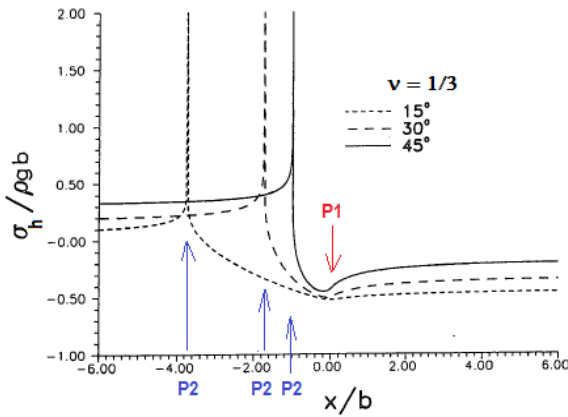
$\beta = 15^\circ \Rightarrow P1 : (x/b = 0 ; y/b = 0)$ et $P2 : (x/b = -3,73 ; y/b = -1)$
 $\beta = 30^\circ \Rightarrow P1 : (x/b = 0 ; y/b = 0)$ et $P2 : (x/b = -1,73 ; y/b = -1)$
 $\beta = 45^\circ \Rightarrow P1 : (x/b = 0 ; y/b = 0)$ et $P2 : (x/b = -1 ; y/b = -1)$



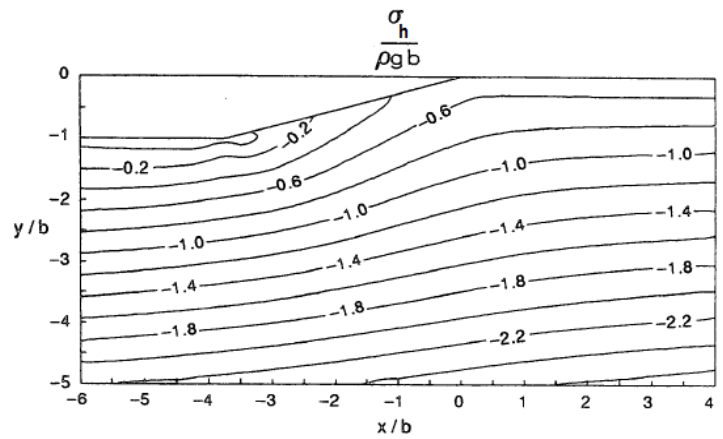
(a) Pente finie de hauteur b et d'angle d'inclinaison β



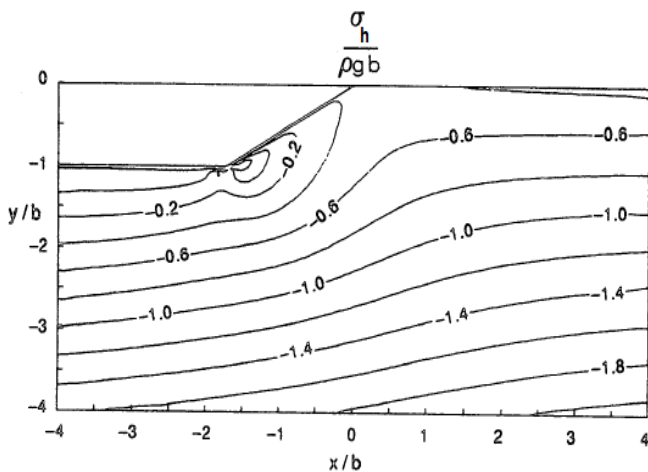
(b) Transformation conforme du système de coordonnées (u, v) de la pente



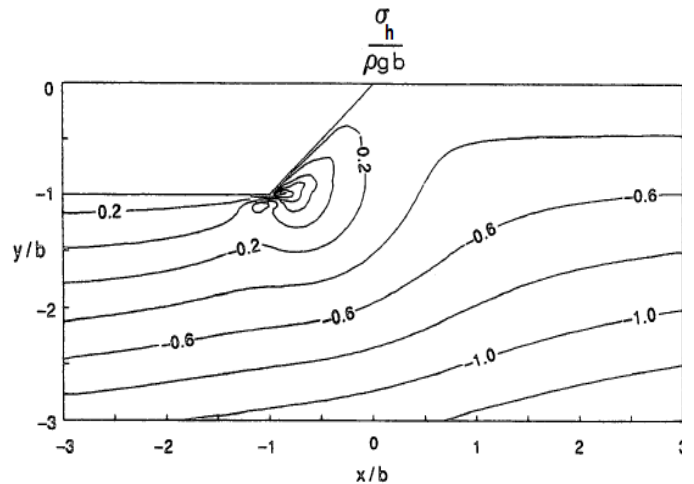
(c) Variation de la contrainte horizontale à la surface du massif en pente en fonction du rapport x/b pour des inclinaison de 15, 30 et 45 degrés.



(d) Courbe des contraintes pour une pente finie de 15 degrés et de hauteur b



(e) Courbe des contraintes pour une pente finie de 30 degrés et de hauteur b



(f) Courbe des contraintes pour une pente finie de 45 degrés et de hauteur b

Figure 1. 22 Solution de Savage (1994). (a) pente finie, (b) transformation conforme, (c) contrainte horizontale à la surface du massif étudié, (d), (e) et (f) courbes iso-valeur des contraintes horizontales à 15, 30 et 45 degrés.

1.3 Détermination expérimentale du coefficient de pression des terres au repos

La mesure du coefficient de pression des terres au repos doit satisfaire la condition de non déplacement latéral. Cette condition constitue une difficulté majeure au développement des appareils de mesure (in-situ ou en laboratoire) du coefficient de pression des terres au repos (K_0) ainsi qu'à la manipulation des échantillons.

Malgré cette difficulté, certaines méthodes de mesures sont proposées. Elles peuvent être classées en 2 catégories (Teerachaikulpanich et al., 2007) :

- les méthodes de mesures in-situ :
 - les tests directs;
 - les tests indirects ;
 - les méthodes non destructives.
- les méthodes de mesure en laboratoire :
 - celles qui utilisent des frontières latérales rigides assurant des déformations latérales nulles ;
 - les méthodes de mesures à frontières latérales flexibles avec un système de rétroaction pour maintenir la position des frontières.

Benoît et Lutenegeger (1992) référencent deux sous-catégories qui englobent à la fois les mesures in-situ et les mesures en laboratoire :

- les méthodes directes permettent d'obtenir directement la contrainte dans le sol grâce aux appareils de mesure introduits soit par post-forage soit par autoforage. Les contraintes n'étant pas directement mesurables, lors des mesures directes, seules les grandeurs influencées par la variation de contrainte sont mesurées (ex : le déplacement). Ces méthodes de mesure nécessitent un recours à certaines hypothèses liées au comportement du sol ;
- les méthodes indirectes consistent en la détermination de certaines propriétés du sol (angle de frottement interne, indice de plasticité, ...). Elles peuvent aussi consister en la mesure des déformations autour d'une excavation. La connaissance de ces paramètres permet d'estimer le coefficient de pression des terres au repos K_0 et la contrainte latérale par l'intermédiaire d'expressions empiriques ou analytiques.

Dans la suite de cette étude bibliographique, les principales méthodes de mesure ou de détermination des contraintes initiales sont présentées. Dans le cadre des méthodes de mesure in-situ, un intérêt particulier est porté aux cellules de mesure des contraintes initiales. L'essai œdométrique est aussi présenté, compte tenu de sa forte utilisation pour l'élaboration des expressions empiriques.

1.3.1 Mesure en laboratoire

La majorité des informations sur le coefficient de pression des terres au repos (pour des massifs de sol à surface horizontale) sont issues des analyses d'essais réalisés en laboratoire. Les dits essais sont généralement réalisés à l'œdomètre. D'autres essais, comme l'essai à la cellule triaxiale, peuvent être utilisés pour la détermination du coefficient de pression des terres au repos.

L'essai œdométrique

À ses débuts, l'œdomètre fut développé pour la réalisation d'essais de chargement par paliers. Il est devenu, par la suite, un équipement universel des laboratoires de géotechnique. L'essai est généralement utilisé pour l'étude de la compressibilité des sols en laboratoire en imposant, exclusivement, des déformations verticales (ou axiales) à l'échantillon de sol testé. La cellule œdométrique est constituée d'une embase et d'un couvercle sur lequel est appliquée la charge. Entre ces deux éléments se trouvent placées deux pierres poreuses séparées par une bague cylindrique. L'échantillon de sol à étudier est placé dans cette dernière (Figure 1. 23).

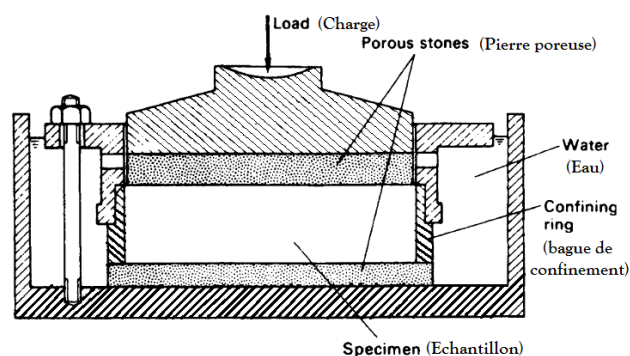


Figure 1. 23 Coupe schématique d'une cellule œdométrique [Craig, 2004]

Principe de l'essai

Afin d'être en adéquation avec la théorie de la consolidation de Terzaghi, l'éprouvette de sol testé doit être saturée. Le principe de l'essai œdométrique est de soumettre le sol saturé à un chargement constant (ou à une série de chargements) et de suivre l'évolution du tassement au cours du temps. L'éprouvette de sol est placée dans une bague circulaire. Cette dernière est généralement rigide afin d'empêcher les déformations latérales. La bague est polie à l'intérieur pour éviter les frottements latéraux avec l'échantillon de sol testé.

Détermination du coefficient de pression des terres au repos

La détermination de K_0 à l'œdomètre nécessite quelques équipements supplémentaires par rapport à l'appareil classique. Des auteurs ont, pour cela, adapté la bague afin de mesurer la contrainte de confinement imposée à l'éprouvette. Ting et al. (1994) classent les méthodes de détermination des contraintes latérales en deux catégories :

- **la méthode des frontières latérales flexibles**

La mesure directe sur le corps du sol, de la déformation latérale étant impossible, Hendron (1963) utilise un œdomètre muni d'une bague métallique, sensible aux déplacements latéraux, sur laquelle il monte des jauges de déformations. C'est la technique de l'œdomètre à paroi mince. Elle consiste à concevoir une bague en métal et de faible épaisseur. Les jauges de déformation, placés sur la surface externe de la bague, fournissent les valeurs des déformations latérales dues à l'application de la charge axiale sur l'éprouvette. De ces valeurs de déformations enregistrées, sont déduites les contraintes latérales.

Keskin et al. (2004) étudient l'effet du rapport de surconsolidation sur le coefficient de pression des terres au repos. Ils arrivent, par la même technique, à déterminer la contrainte horizontale générée à la suite de l'application d'une pression axiale sur l'échantillon de sol argileux. Un œdomètre à paroi mince est également utilisé par Bediskan (1993) lors de ses études sur les relations entre le coefficient K_0 et le degré de surconsolidation en chargement, déchargement et rechargement.

- **la méthode des frontières latérales rigides**

Elle permet la détermination de la contrainte latérale tout en imposant une condition de déplacement latéral nul. Brooker et Ireland (1965) développent un dispositif satisfaisant à la condition de non déformation latérale par l'injection d'huile sous pression entre la bague et la cellule œdométrique. Des jauges de déformation, placées sur la face extérieure de la bague servent d'indicateur à la régulation de la pression hydraulique. Avec ce système de pression, la contrainte latérale (σ_3) est également mesurée.

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle génère des frottements entre l'échantillon et la paroi interne de la bague.

Application à un massif de sol en pente

Les essais œdométriques actuels ne peuvent pas être utilisés dans l'estimation du champ de contraintes initial d'un massif de sol en présence de pente. En effet, l'application d'une charge axiale lors de l'essai œdométrique ne reproduit pas le chargement auquel l'échantillon de sol est soumis sur le site. La détermination des contraintes initiales avec des essais en laboratoire se heurte à deux principaux obstacles. Le premier est la difficulté liée à l'application d'une pression axiale reproduisant le chargement sur le site. Le second est l'incapacité de réaliser des prélèvements d'échantillons de sol dont la surface reproduit l'inclinaison de la pente sur le site.

1.3.2 Mesure in-situ

Il existe une large gamme d'appareils de mesure permettant la détermination in-situ des contraintes. Ils se regroupent en plusieurs catégories suivant leur mode de fonctionnement et les grandeurs mesurées.

- **les essais de dilation plane ou axisymétrique;**

Ils sont caractérisés par une variation volumique de l'appareil de mesure soumis à une pression. C'est le cas du dilatomètre de Marchetti [Marchetti, (1980)] et du pressiomètre. Le pressiomètre auto-foreur (PAF) est l'un des appareils phare de ce type d'essai. Il a été développé pour la première fois dans le laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc (Baguelin et al., 1978) ;

- les essais sismiques ;

- les essais avec des cellules de mesure de pression.

Les cellules de mesure de pression totale

Les cellules de mesure de pression s'inscrivent dans le cadre des appareils à mesure directe. Au fil des années, plusieurs technologies ont été développées. Les plus utilisées sont celles équipées d'un piston rigide ou d'un diaphragme flexible. La réception de la grandeur mesurée peut être pneumatique, hydraulique électrique ou à corde vibrante.

Principe de la mesure

La Figure 1. 24 illustre deux cellules de pression à mesure électrique ou à corde vibrante. Les cellules sont équipées d'un corps flexible qui peut être liquide ou solide. Il constitue l'élément de mesure. Suite à l'application d'une pression sur la surface de mesure, le corps flexible se déforme. La déformation de ce dernier permet de déduire l'intensité de la contrainte appliquée. Dans les premiers modèles développés, un système de contre pression de fluide empêche la déformation de l'élément de mesure. La contrainte nécessaire afin de maintenir la déformation à une valeur nulle correspond à la pression exercée sur la cellule de pression. Pour les nouveaux modèles de cellule de pression, la déformation est mesurée. Avec la rigidité du corps flexible, la pression appliquée à la cellule est retrouvée



a) Cellule de mesure de pression Glötz électrique b) Cellule de mesure de pression à corde vibrante

Figure 1. 24 Cellule de mesure de pression totale

La mise en place des cellules de mesure de pression totale se fait généralement par fonçage. Pour éviter les éventuels refus, un avant-trou est réalisé à une certaine distance du point de mesure.

Mesures et exploitation des résultats

La mesure de la contrainte horizontale par un capteur de pression totale requiert généralement une période nécessaire à la relaxation des contraintes. Elle peut varier de quelques heures à plusieurs mois suivant le type de sol dans lequel les capteurs sont placés et suivant les caractéristiques du capteur utilisé. En effet, l'installation de l'appareil de mesure modifie le champ de contrainte en entraînant une hausse de la contrainte mesurée. Cette dernière diminue avec le temps et finit par se stabiliser. Cransac et al. (2005) ont réalisé une série de mesures des contraintes horizontales dans un remblai situé dans le village de Sallèdes (France). La campagne de mesure inclut des mesures au pressiomètre autoforeur, au dilatomètre de Marchetti et à la cellule de mesure de pression Glötzl. La stabilisation des mesures des cellules de mesure de pression Glötzl est atteinte au bout de deux semaines. Les travaux de Cransac et al. (2005) montrent que les contraintes latérales obtenues avec le pressiomètre autoforeur sont en accord avec les mesures des cellules Glötzl. Ils concluent que les cellules Glötzl, dans le cadre de ces travaux, ne semblent pas avoir surestimé les contraintes horizontales. Cransac et al. (2005) confirment ainsi les résultats de Tedd et Charles (1983) qui ont trouvé que les cellules de mesure de pression Glötzl surestiment faiblement les contraintes quand la profondeur est inférieure à 6 m.

La Figure 1. 25 donne un exemple de courbe d'évolution de la contrainte mesurée par un capteur de pression en fonction du logarithme du temps. La contrainte obtenue à la stabilisation des résultats est sensée correspondre à la contrainte présente dans le sol avant la mise en place de l'appareil de mesure. Cependant, selon le type de sol dans lequel l'expérimentation est menée, les contraintes obtenues à la stabilisation des mesures ne permettraient pas toujours de s'affranchir totalement des perturbations engendrées par l'installation du capteur (Tedd et Charles, 1981, 1983 ; Lutenegeger, 2012).

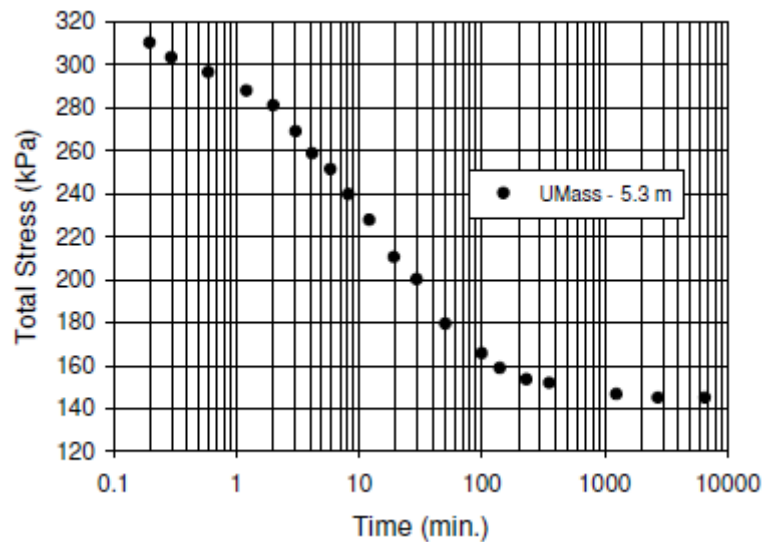


Figure 1.25 Courbe typique de relaxation des contraintes mesurées par une cellule de pression totale [Lutenegger, 2012]

Les travaux de Tedd et Charles (1981 et 1983) proposent de corriger la contrainte obtenue à la stabilisation des mesures (notée $\sigma_{H;stb}$) à l'aide de la cohésion non drainée c_u . Ils recommandent de retrancher la moitié de la cohésion non drainée à la contrainte $\sigma_{H;stb}$. L'expression proposée pour la correction est empirique. Elle est élaborée en prenant pour référence la contrainte mesurée à l'aide du pressiomètre autoforeur.

Des mesures de contrainte sont réalisées par Benoit et Lutenegger (1992) sur de l'argile molle en utilisant un pressiomètre autoforeur et des cellules de mesure de pression totale. Les mesures obtenues avec les deux appareils ont donné des résultats comparables. Ces derniers suggèrent, en tenant compte de la correction proposée par Tedd et Charles (1981 et 1983), qu'une très légère correction suffirait dans les argiles molles.

Application à un massif de sol en pente

Les cellules de mesure de pression totale sont utilisables dans des massifs de sol en pente lors de la mesure des contraintes horizontales présentes dans le sol. Cependant, la mesure des contraintes dans les directions parallèle ou orthogonales à la surface de la pente est très délicate. Elle nécessite un matériel spécifique pour le fonçage des cellules de mesure de pression.

1.4 Conclusions et perspectives

Les travaux présentés dans ce chapitre ont exposé plusieurs méthodes d'estimation du champ initial des contraintes. Elles varient en fonction de la géométrie du massif.

Dans les massifs de sol à surface horizontale, l'estimation du champ initial des contraintes passe généralement par le calcul du coefficient de pression des terres au repos K_0 . Il dépend de plusieurs facteurs dont l'histoire géologique du massif et le type de sol.

Dans les sols normalement consolidés, le coefficient de pression des terres au repos peut être relativement bien approché par la formulation de Jaky. Le type de sol n'a pas une réelle influence tant que le sol reste dans le domaine normalement consolidé.

En déchargement, ou en présence de sol surconsolidé, l'expression du coefficient de pression des terres au repos intègre le rapport $\frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_v}$ (degré de surconsolidation des sols surconsolidés).

En présence de pente, la détermination du champ initial des contraintes devient plus délicate. En effet, malgré la formulation d'hypothèses simplificatrices, les méthodes analytiques conduisent à des solutions très lourdes pour une utilisation en ingénierie.

Les méthodes de mesures in-situ se heurtent à la perturbation engendrée dans le sol lors de l'installation des appareils de mesure. Les cellules de pression totale offrent la possibilité de suivre l'évolution des contraintes dans le temps afin de laisser se dissiper les perturbations engendrées sur le champ de contraintes. Néanmoins, suivant le type de sol, la dissipation n'est pas forcément totale à la stabilisation des mesures. Des paramètres externes influent, de surcroît, sur les grandeurs mesurées.

Ce travail de synthèse met ainsi en évidence les difficultés liées à la détermination des contraintes initiales dans les massifs de sol en général et dans les pentes en particulier. Ces problèmes, relatifs à la détermination des contraintes initiales, expliquent la présence d'une forte incertitude sur les valeurs du coefficient de pression des terres au repos obtenues par les méthodes exposées dans ce chapitre.

Il se révèle, par conséquent, important de s'intéresser aux effets du coefficient de pression des terres au repos sur les résultats des calculs obtenus par la méthode des éléments finis.

En présence de pente, une initialisation numérique des contraintes pourrait permettre d'intégrer l'histoire géologique du massif. Cependant les choix de l'ingénieur (modélisation de

la genèse de la pente, choix d'une loi de comportement, choix d'un critère de rupture, etc.) peuvent s'avérer déterminants.

Une expérimentation avec des cellules de pression totale est toujours intéressante. Elle l'est d'autant plus s'il est possible d'effectuer les corrections nécessaires afin de réduire au minimum les erreurs de mesure dues à la perturbation du champ de contraintes.

2 Chapitre II : Influence de l'initialisation des contraintes sur le comportement calculé du massif de sol

Résumé

Le champ des contraintes initial dans les massifs de sol est difficile à déterminer. Ces difficultés constituent une source d'erreur sur les résultats obtenus lors des calculs numériques nécessitant la définition de cette donnée.

Ce chapitre comporte une évaluation de la variation des résultats induits par l'incertitude relative à l'état initial des contraintes. Deux cas y sont traités :

- *le premier est une fondation superficielle chargée verticalement. Trois valeurs du coefficient de pression des terres au repos sont considérées lors de l'initialisation des contraintes. Les résultats analysés sont relatifs à la charge limite et aux tassements de la fondation. L'expansion des déformations irréversibles est aussi traitée en fonction de la valeur du coefficient de pression des terres au repos ;*
- *le deuxième cas traité dans ce chapitre est une paroi moulée butonnée. L'étude s'intéresse à l'impact de l'initialisation des contraintes sur les déformations de l'ouvrage (paroi et buton) et du massif de sol. Elle aborde, en complément, les sollicitations exercées sur le buton et la paroi de même que les critères de vérification de la stabilité globale de l'ouvrage.*

Les conclusions, à l'attention des utilisateurs de la méthode des éléments finis, portent sur le choix du coefficient de pression des terres au repos et son impact sur les résultats utiles à la conception des ouvrages.

Sommaire chapitre 2

2.1 Introduction

2.2 Résolution d'un problème non linéaire

2.2.1 Notion de convergence et chargement appliqué

2.2.1 Processus de résolution

2.3 Impact de l'initialisation sur un massif de sol chargé

2.3.1 Présentation de l'exemple analysé

2.3.2 Impact des paramètres de résistance du sol sur le rapport R^I .

2.3.3 Impact du coefficient de Poisson sur le rapport R^I .

2.4 Impact de l'initialisation sur un massif de sol déchargé

2.4.1 Présentation de l'exemple analysé

2.4.2 Résultats et analyse

2.5 Conclusion

2.1 Introduction

La détermination du champ initial des contraintes dans les massifs de sol à surface horizontale fait appel au coefficient de pression des terres au repos K_0 (chapitre 1).

Une incertitude importante affecte les valeurs du coefficient de pression des terres au repos. En effet, les expressions empiriques proposées sont généralement tirées d'essais réalisés en laboratoire. Ces derniers doivent satisfaire une condition de non déplacement latéral afin de reproduire les conditions (en déformation) sur le site. La mesure de la contrainte horizontale avec un déplacement horizontal totalement nul étant impossible, les valeurs du coefficient K_0 trouvées sont entachées d'erreur. À l'erreur faite lors de la mesure s'ajoute la perturbation engendrée dans le sol par le prélèvement des échantillons. Le cumul d'erreur accentue l'incertitude relative à la valeur du coefficient de pression des terres au repos.

Les mesures in-situ de la contrainte horizontale se présentent comme une alternative. Cependant l'introduction des appareils de mesure dans le massif de sol crée des déformations latérales et modifie le champ de contrainte sur place. L'interprétation des résultats est également une difficulté et représente une source d'erreur sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos. La détermination, par mesure, du coefficient de pression des terres au repos nécessite la mesure des contraintes verticale et horizontale et de la pression interstitielle.

L'erreur faite sur le coefficient K_0 peut être exprimée par l'équation (E2.1) (Leroueil et Tavenas, 1979).

$$\begin{aligned}\frac{\Delta K_0}{K_0} &= \frac{\Delta \sigma_h}{\sigma_h - u} + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v - u} + \frac{|\sigma_v - \sigma_h| \Delta u}{(\sigma_h - u)(\sigma_v - u)} \\ \frac{\Delta K_0}{K_0} &= \frac{1}{\sigma_v - u} \left(\frac{\Delta \sigma_h}{K_0} + \Delta \sigma_v \right) + \frac{|1 - K_0| \Delta u}{(\sigma_h - u) K_0}\end{aligned}\tag{E2. 1}$$

Lors des mesures, une erreur relative de l'ordre de 30% peut entacher la valeur du coefficient de pression des terres au repos trouvée (Leroueil et Tavenas, 1979).

L'objectif de ce chapitre est d'étudier la sensibilité des résultats à l'initialisation des contraintes lors d'un calcul par la méthode des éléments finis. Les calculs réalisés simulent un massif de sol en chargement et un massif de sol en déchargement. Le premier cas traité est une fondation superficielle. Les travaux relatifs à cette dernière s'intéressent à l'écart relatif noté, d'une part, sur les tassements de la fondation et, d'autre part, sur l'étendue des déformations irréversibles,

suite à une variation du coefficient de pression des terres au repos. Le deuxième cas étudié est une paroi moulée butonnée. La variation de la force mesurée sur le bouton ainsi que la déformation de ce dernier sont analysées en fonction du coefficient de pression K_0 .

2.2 Résolution d'un problème non linéaire

2.2.1 Notion de convergence et chargement appliqué

La notion de convergence, au sens des éléments finis, varie suivant la discrétisation. Selon Mestat (1998a), en comportement non linéaire, la discrétisation fait intervenir, conjointement, quatre processus qui sont :

- la discrétisation spatiale ;
- le processus de résolution itératif ;
- la discrétisation du chargement ;
- le schéma d'intégration locale.

À chaque processus de discrétisation est associée une notion de convergence :

- la convergence au regard du maillage est liée à la discrétisation spatiale du modèle représentatif de l'ouvrage. En effet, la finesse du maillage participe à la convergence du calcul vers une limite de plus en plus proche de la solution exacte ;
- la convergence au sens itératif fournit le champ de déplacements et de contraintes pour un maillage défini et un schéma d'intégration de la loi de comportement donné ;
- la discrétisation du chargement consiste à appliquer des incréments de chargement. La notion de convergence associée à ce processus de discrétisation permet d'approximer la charge limite supportable par le massif de sol ;
- la convergence par rapport au schéma d'intégration permet le calcul des contraintes et des entités non linéaires (déformations plastiques, écrouissage, ...).

L'arrêt des calculs, défini dans cette étude par le terme « divergence du calcul », est lié à la non convergence au sens itératif à un incrément de chargement donné.

La mesure de la convergence est faite par une série de tests réalisée lors du processus de résolution itératif.

2.2.2 Processus de résolution

La résolution des équations différentielles d'un problème non linéaire, par la méthode des éléments finis, revient généralement à résoudre l'équation algébrique (E2.2) (Mestat, 1998a) :

$$R(u, \lambda(t)) = F_{\text{int}}(u) - \lambda(t)P = 0 \quad (\text{E2. 2})$$

où :

R est le vecteur résidu. Il donne l'état de déséquilibre de la structure à un instant t de la sollicitation ;

u est le vecteur des déplacements des nœuds du maillage ;

$F_{\text{int}}(u)$ est le vecteur des forces nodales correspondant aux contraintes dans la structure à l'instant t ;

P est le chargement total appliqué à la structure et $\lambda(t)$ est le facteur de charge. Il correspond à la fraction du chargement appliquée à l'instant t .

Le facteur de charge est supposé constant. La résolution de l'équation E2.2 nécessite généralement, du fait des non linéarités liées aux lois de comportement, un processus de résolution par incrément et itération. Ce dernier consiste en la linéarisation par un développement limité du premier ordre de l'équation E2. 2. La linéarisation donne l'équation E2. 3. (Mestat, 1998a)

$$R(u + \Delta u) \approx R(u) + \left[\frac{\partial R}{\partial u} \right] \Delta u \quad (\text{E2. 3})$$

On définit la matrice de rigidité tangente notée K telle que : $K = \left[\frac{\partial R}{\partial u} \right] (u)$

Les hypothèses émises pour la suite de la résolution sont les suivantes :

- une solution approchée de u_0 , telle que $R(u_0) \neq 0^*$, est connue ;
- la matrice de rigidité $K_{i=0}$ est construite.

Connaissant u_0 et $K(u_0)$, $R(u_0)$, la solution de l'équation (E2.4), est une nouvelle approximation de la solution du problème mécanique. L'équation (E2.5) donne le déplacement u_1 .

$$R(u_0) + \left[\frac{\partial R}{\partial u}(u_0) \right] \Delta u = 0 \quad , \quad (\text{E2. 4})$$

d'où,

$$\Delta u = u_1 - u_0 = -[K]^{-1} R(u_0) \Leftrightarrow u_1 = u_0 - [K]^{-1} R(u_0) \quad (\text{E2. 5})$$

Ainsi, pour une incrémentation du chargement donné, le processus itératif suit les étapes suivantes (Mestat, 1998a) :

- en phase d'initialisation, $R(u_0)$ et le déplacement u_0^1 (déplacement à l'incrément de chargement 0) sont connus. La matrice de rigidité tangente (à l'incrément de chargement 0 et à l'itération 1) $K(u_0^1)$ est calculée ;
- incrément de chargement « n » ;
 - À l'itération 1, le déplacement u_n^1 est le déplacement calculé à l'incrément précédent. Le vecteur résidu correspond au vecteur de l'incrément de chargement : $R(u_n^1) = P_n - P_{n-1}$.

Calcul de la matrice de rigidité tangente $K(u_n^1)$

Calcul du déplacement u_n^2 par la relation : $u_n^2 = u_n^1 - [K(u_n^1)]^{-1} R(u_n^1)$

Calcul des contraintes σ_1^2 par la loi de comportement

Calcul du résidu exprimant le déséquilibre : $R(u_n^1) = P_n - \int_{\Omega} B^t \sigma_n^2 d\Omega$

- À l'itération « i », le déplacement u_n^i est le déplacement calculé à l'itération précédente.

Résidu à l'itération « i » : $R(u_n^i) = P_n - \int_{\Omega} B^t \sigma_n^{i+1} d\Omega$

Calcul de la matrice de rigidité tangente $K(u_n^i)$

Calcul du déplacement u_n^{i+1} par la relation : $u_n^{i+1} = u_n^i - [K(u_n^i)]^{-1} R(u_n^i)$

Calcul des contraintes σ_n^{i+1} par la loi de comportement

Calcul du résidu exprimant le déséquilibre : $R(u_n^i) = P_n - \int_{\Omega} B^t \sigma_n^{i+1} d\Omega$

Test de convergence : Un vecteur résidu non nul traduit la présence de contraintes incompatibles avec le chargement appliqué. L'objectif des itérations est d'abaisser la norme du vecteur résidu à un niveau tolérable (Tableau 2. 1).

Incrément suivant ou itération suivante

où :

B est la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation ;

σ_n^{i+1} est le tenseur des contraintes à l'itération i + 1 de l'incrément n ;

Ω est le maillage.

Tableau 2. 1. Critères de convergence usuels pour le processus itératif (Mestat, 1998a).

Test	Expression du test	Tolérance à fournir
Sur les forces résiduelles	$\frac{\ R(u_{n+1}^i)\ }{\ \Delta P_{n+1}\ }$ <p>Ou</p> $\frac{\ R(u_{n+1}^i)\ }{\ P_0 + \Delta P_{n+1}\ }$	Tolérance conseillée 0,1 % à la rigueur 1 %, pour le premier test qui devient sévère lorsque $\ \Delta P_{n+1}\ $ est faible. Pour le second test, tolérance conseillée 0,1 %
Sur les déplacements	$\frac{\ u_{n+1}^{i+1} - u_{n+1}^i\ }{\ u_{n+1}^i\ }$	Tolérance conseillée 0,1 %
Sur le travail au cours d'une itération	$\frac{\ R(u_{n+1}^i)(u_{n+1}^{i+1} - u_{n+1}^i)\ }{ \Delta P_{n+1} \cdot u_{n+1}^1 }$	Tolérance conseillée 10^{-9}
Où, $\ \cdot\ $ désigne la norme euclidienne ($\ x\ = \sqrt{x_j \cdot x_j}$) et ΔP_{n+1} est l'accroissement du chargement appliqué à l'incrément n+1.		

Dans le cadre de cette étude, la méthode de résolution des contraintes initiales (méthode de Newton-Raphson modifiée) est utilisée. Elle maintient la matrice de rigidité tangente constante

tout au long du processus d'itération. Du fait de sa simplicité, cette méthode est généralement utilisée au détriment d'autres méthodes qui recalculent la matrice de rigidité tangente à chaque itération.

Le dernier niveau de chargement, dont les itérations ont vérifié les tests de convergence, constitue la charge limite supportable par le massif de sol. Ce niveau de chargement traduit la convergence au vu de la discrétisation du chargement.

2.3 Impact de l'initialisation des contraintes sur un massif de sol chargé

2.3.1 Présentation de l'exemple analysé

2.3.1.1 Géométrie du modèle

La modélisation du massif de sol doit répondre à certaines exigences en ce qui concerne les conditions aux limites pour assurer une bonne simulation du problème étudié. Ainsi, la reproduction du comportement du milieu à l'infini impose une annulation des déplacements aux frontières. Le modèle de cette étude est une fondation superficielle, de largeur $B = 2$ m et d'épaisseur 0,30 m, posée sur le massif de sol. Les dimensions de la fondation conditionnent la géométrie du massif de sol (Figure 2. 1a). Ce dernier fait 12 m de large et 20 m de hauteur.

Compte tenu des conditions aux limites, par symétrie, seule la moitié de l'ouvrage est modélisée (Figure 2. 1b). Le massif de sol est supposé homogène sur toute sa hauteur.

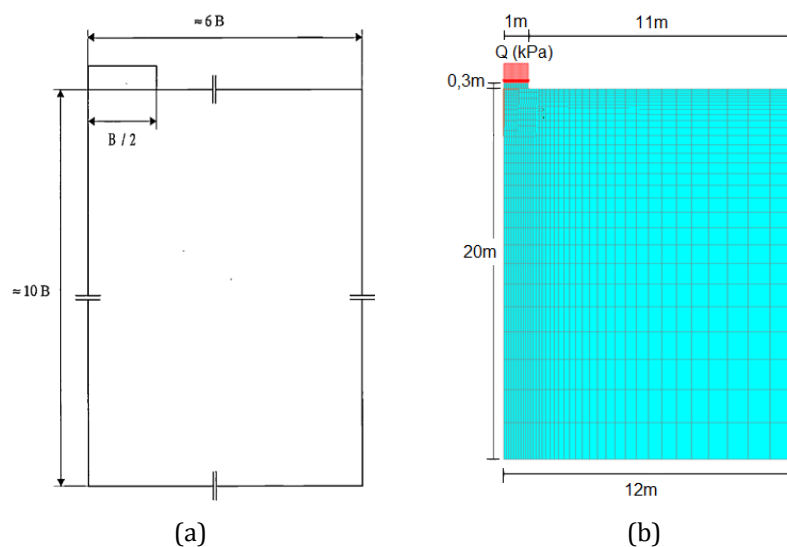


Figure 2. 1. (a) Dimensions minimales recommandées pour un modèle de fondation superficielle [Mestat, 1993]. (b) Modélisation de la fondation superficielle étudiée.

2.3.1.2 Calculs réalisés

L'étude porte sur 3 valeurs du coefficient de pression des terres au repos ($K_0 = \{0,3 ; 0,5 ; 0,95\}$) correspondant respectivement aux calculs f1-v3-k3, f1-v3-k5 et f1-v3-k9. Le champ initial des contraintes est défini en équilibrant la contrainte verticale par le poids des terres au dessus du point considéré. La contrainte horizontale est obtenue avec le coefficient de pression des terres au repos imposé.

Les calculs sont effectués avec le module MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire) de CESAR-LCPC. Les modèles sont élastoplastiques parfaits avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et suivent une règle d'écoulement non associée. Le Tableau 2. 2 donne les propriétés mécaniques retenues pour l'étude.

La fondation étudiée est chargée verticalement d'une pression sur toute sa largeur. Le chargement est appliqué de façon incrémentale, jusqu'à la divergence du calcul, afin de suivre la réponse du massif à plusieurs niveaux de chargement.

Les calculs étudient l'impact du coefficient K_0 sur les tassements de la fondation, d'une part, et sur l'étendue des déplacements irréversibles, d'autre part. Un regard est porté sur l'impact du coefficient de Poisson et des paramètres de plasticité du massif de sol (c' , ϕ').

Tableau 2. 2. Propriétés mécaniques du massif de sol étudié.

E (MPa)	γ (kN/m ³)	ν	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	ψ (degrés)
20	19	0,3	5	30	0

2.3.1.3 Analyse des résultats

2.3.1.3.1 Principe d'analyse R^I et R^P

Afin de quantifier l'impact de l'initialisation des contraintes sur le tassement de la fondation, d'une part, et sur les déformations irréversibles, d'autre part, deux grandeurs déduites du calcul sont étudiées :

- les calculs réalisés fournissent les tassements subis par la fondation à chaque niveau de chargement. L'influence du coefficient de pression des terres au repos sur le tassement est quantifiée par le rapport « R^I » dénommé rapport d'influence. Il correspond, pour un niveau de chargement donné, à l'écart relatif des tassements calculés avec deux

valeurs du coefficient de pression des terres au repos K_0 différentes. Ce rapport est noté $R_{K_{0\alpha}/K_{0\beta}}^I$ et est exprimé en pourcentage (E2.6).

$$R_{K_{0\alpha}/K_{0\beta}}^I = \left| \frac{s_{K_{0;\alpha}} - s_{K_{0;\beta}}}{s_{K_{0;\beta}}} \right| \quad \text{E2. 6}$$

avec :

$s_{K_{0;\alpha}}$ est le tassement à la tête de la semelle et calculé avec $K_{0;\alpha}$;

$s_{K_{0;\beta}}$ est le tassement à la tête de la semelle et calculé avec $K_{0;\beta}$;

$K_{0;\alpha}$ et $K_{0;\beta}$ font référence aux deux valeurs de coefficient de pression des terres au repos comparées.

Les rapports $R_{K_{0;0,3}/K_{0;0,5}}^I$ et $R_{K_{0;0,9}/K_{0;0,5}}^I$ sont les rapports d'influence associés respectivement à une variation du coefficient de pression des terres au repos K_0 de 0,5 à 0,3, d'une part, et de 0,5 à 0,95, d'autre part.

- b. Pour étudier l'influence de l'initialisation des contraintes sur l'étendue des déformations plastiques (irréversibles), une surface carrée de 4 m de côté et située sous la semelle est définie comme étant la zone de suivi des déformations irréversibles (Figure 2. 4a). Dans celle-ci, la norme des déformations plastiques est calculée. La surface couverte par les points ayant subi des déformations irréversibles est mesurée à chaque niveau de chargement et pour les différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos prises en compte dans l'étude. Cette surface est notée A^P .

Le rapport R^P , défini par l'équation (E2.7), permet de quantifier l'influence du coefficient de pression des terres au repos sur la surface A^P .

$$R_{K_{0\alpha}/K_{0\beta}}^P = \left| \frac{A_{K_{0\alpha}}^P - A_{K_{0\beta}}^P}{A_{K_{0\beta}}^P} \right| \quad \text{E2. 7}$$

où :

$A_{K_{0;\alpha}}^P$ est l'aire couverte par les points ayant subi des déformations irréversibles avec $K_{0;\alpha}$, pour un niveau de chargement donné. Cette aire est appelée surface plastifiée pour la suite de l'étude.

$A_{K_{0;\beta}}^P$ est la surface plastifiée avec $K_{0;\beta}$, pour le même niveau de chargement.

$K_{0;\alpha}$ et $K_{0;\beta}$ sont les deux coefficients de pression des terres au repos comparés.

2.3.1.3.2 Impact de K_0 sur le tassement de la fondation

Les courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée à la fondation sont représentées sur la Figure 2. 2a.

Elles montrent que la charge limite de la fondation Q_L , qui est la charge maximale appliquée à la fondation avant la divergence du calcul, est indépendante de la valeur du coefficient de pression des terres au repos. Elle vaut 470 kPa avec une variation de plus ou moins 2 kPa selon le calcul.

Les trois courbes de la Figure 2. 2a ont une évolution linéaire jusqu'à une charge donnée. Cette dernière est notée Q_E . Afin de déterminer le taux de chargement correspondant à Q_E , l'évolution du tassement en fonction de la charge est tracée pour de faibles niveaux de chargement. Les courbes sont présentées en annexe (A2.1). Elles montrent que la charge Q_E , précédemment définie, varie en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Les valeurs de Q_E correspondent à un taux de chargement de 8%, 19% et 37% de la charge de rupture respectivement pour des valeurs de K_0 de 0,3 ; 0,5 et 0,95.

Pour un taux de chargement donné, le tassement varie en fonction de la valeur du coefficient de pression des terres au repos. Une hausse du coefficient K_0 induit une diminution du tassement subi par le massif de sol. En guise d'illustration, pour un taux de chargement de 85% de la charge limite (400 kPa), la Figure 2. 2a montre qu'une variation du coefficient de pression des terres au repos de 0,5 à 0,3 entraîne une hausse du tassement de la fondation de l'ordre de 24%. Cette variation du tassement en fonction du coefficient K_0 s'explique par le fait que la hausse du coefficient K_0 fait évoluer la contrainte horizontale effective dans le même sens. En effet, les contraintes verticales, ne dépendant que du poids des couches au-dessus du point considéré, restent invariantes au coefficient de pression des terres au repos K_0 . L'accroissement de la contrainte horizontale augmente le confinement du massif de sol qui limite les tassements en faisant croître la rigidité apparente du sol.

La Figure 2. 2b trace l'évolution des rapports R^I , définis précédemment, en fonction du taux de charge appliqué sur la fondation. Elle met en évidence une forte influence du niveau de chargement du massif de sol sur le rapport R^I . La Figure 2. 2b montre également que, pour de bas niveaux de chargement ($Q/Q_L < 0,5$), les valeurs du rapport $R_{K_{0;0,3}/K_{0;0,5}}^I$ sont plus élevées que celles du rapport $R_{K_{0;0,9}/K_{0;0,5}}^I$. La tendance s'inverse pour de hauts niveaux de chargement

de la fondation ($Q/Q_L > 0,5$). En résumé, pour de faibles niveaux de chargement, l'impact de l'incertitude relative à la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 est considérable quand le coefficient K_0 est faible ($K_0 < 0,5$). Pour de hauts niveaux de chargement de la fondation, l'influence de l'incertitude relative à la valeur du coefficient K_0 sur le tassement est importante quand le coefficient K_0 est élevé ($K_0 > 0,5$).

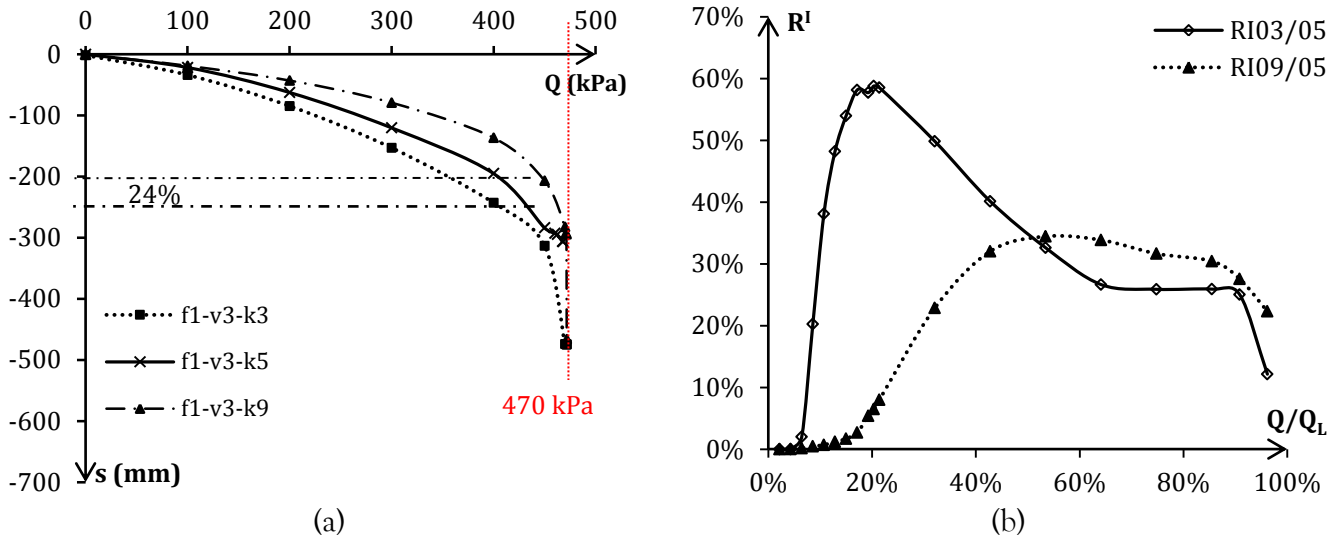


Figure 2. 2. (a) Courbe d'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée. ($\nu=0,3$)
 (b) Évolution de l'influence de K_0 sur le tassement de la fondation ($R^I_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}$ et $R^I_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}$) en fonction de la charge.

Pour faciliter l'analyse et l'interprétation des courbes d'évolution des rapports R^I de la Figure 2. 2b, les déformations élastiques et plastiques sont schématisées en fonction du niveau de chargement de la fondation sur la Figure 2. 3. Quatre zones sont définies afin de traduire l'évolution de R^I . Elles sont délimitées par les niveaux de chargement entraînant un comportement élastique ou plastique du massif de sol pour les différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos K_0 utilisées.

Brièvement, l'analyse faite ci-dessous porte sur l'évolution du rapport $R^I_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}$. L'analyse relative au rapport $R^I_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}$ n'est pas abordée car elle est identique à celle traitée. Seuls les intervalles couverts par les zones (1, 2 et 3) varient. Ces derniers figurent sur la Figure 2. 3b.

Les différentes zones définies dans la courbe $R^I_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}$ sont :

- **Zone (1)** $\Rightarrow \frac{Q}{Q_L} \leq 8,5\%$. Dans cette zone le comportement du massif de sol est élastique pour les deux valeurs de coefficient de pression des terres au repos comparées ($K_0 = 0,3$ et $K_0 = 0,5$).

- **Zone (2)** $\Rightarrow 8,5\% < \frac{Q}{Q_L} \leq 19\%$. Dans cette zone le massif de sol, avec un coefficient K_0 qui vaut 0,3, a un comportement plastique. Le massif de sol, avec un coefficient K_0 de 0,5, reste en élasticité.
- **Zone (3)** $\Rightarrow 19\% < \frac{Q}{Q_L} \leq 85\%$. Dans cette zone le massif de sol a un comportement plastique pour les deux valeurs de coefficient de pression des terres au repos comparées ($K_0 = 0,3$ et $K_0 = 0,5$).
- **Zone (4)** $\Rightarrow 85\% < \frac{Q}{Q_L} \leq 100\%$. La charge appliquée avoisine la charge limite de la fondation.

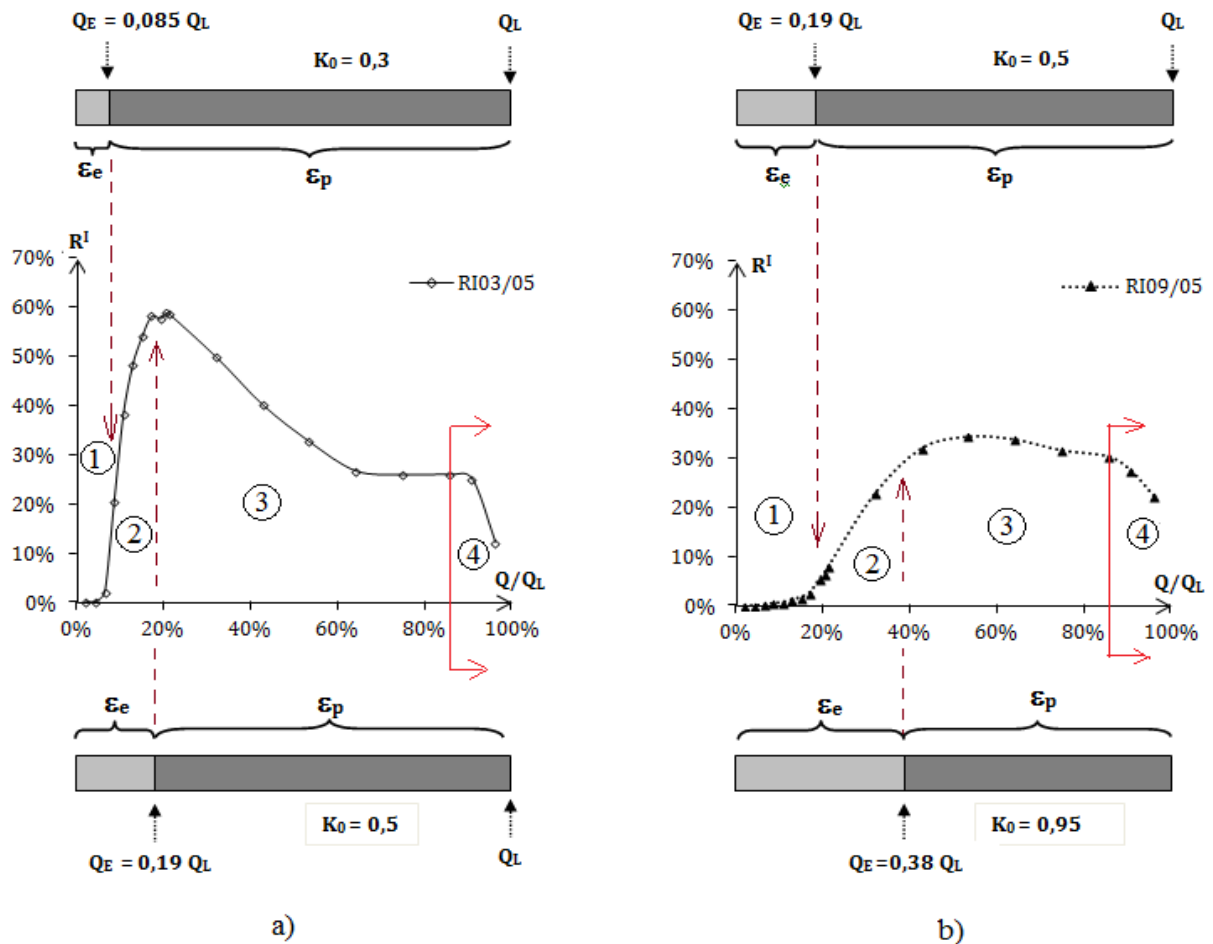


Figure 2. 3. (a) Zone à déformations élastique et plastique sur la courbe $R^I_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}} = f(Q/Q_L)$

(b) Zone à déformations élastique et plastique sur la courbe $R^I_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}} = f(Q/Q_L)$

Le rapport R^I est nul dans la zone (1). L'analyse faite précédemment sur l'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée a montré que la charge Q_E croît avec le coefficient de pression des terres au repos et qu'elle correspond respectivement à des niveaux de chargement de 8,5% et 19% de la charge limite pour des coefficients de pression des terres au repos de 0,3 et 0,5.

Les courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée à la fondation suivent, quand la charge appliquée est suffisamment faible pour ne générer que des déformations élastiques, une même droite. Ainsi, tant que le massif de sol a un comportement élastique, le coefficient de pression des terres au repos reste relativement sans effet. De ce fait, le comportement élastique du massif de sol dans la zone (1) explique la nullité du rapport R^I dans la même zone.

Dans la zone (2), le rapport $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ augmente avec la charge appliquée sur la fondation et atteint sa valeur maximale quand la fondation est chargée à 20% de sa charge limite. Cette hausse du rapport $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$, notée à partir d'un taux de chargement supérieur à 8,5% de la charge limite, est due à l'entrée en plasticité du massif de sol dont le coefficient K_0 vaut 0,3. En effet les courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée montrent que les incréments des déformations plastiques sont plus élevés que ceux des déformations élastiques. Ainsi l'écart de tassement se creuse avec l'incrément de la charge et atteint son maximum juste avant l'entrée en plasticité du massif de sol avec une valeur du coefficient K_0 égale à 0,5.

La valeur maximale du rapport R^I dans la zone (2) est d'autant plus grande que le domaine élastique commun aux deux massifs comparés est réduit. Afin de confirmer cette analyse, l'influence des paramètres plastiques sur le rapport R^I est étudiée par la suite.

Au-delà de 19% de la charge limite (zone 3), le rapport $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ diminue avec l'incrément de la charge appliquée à la fondation. En effet, à un niveau de chargement de 19% de la charge limite, la plasticité commence à se développer dans le massif de sol dont le coefficient K_0 vaut 0,5. La présence des déformations irréversibles dans les deux massifs de sol comparés réduit l'écart relatif de tassement entre les deux.

$R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ est constant pour un niveau de chargement compris entre 64 % et 90% de la charge limite, où il vaut 25%. Au voisinage de la charge de rupture (zone 4) l'influence du coefficient K_0 est négligeable ($R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I < 10 \%$).

2.3.1.3.3 Impact du coefficient de pression des terres au repos sur les déformations irréversibles

Les figures 2.4 (b, c et d) illustrent l'étendue des déformations irréversibles dans la zone étudiée pour un niveau de chargement de 400 kPa. Les résultats obtenus lors des différents incréments de chargement ont permis de tracer les courbes de la Figure 2. 5a. Les déformations irréversibles subies par le massif de sol aux différents niveaux de chargement sont placées en annexe (A2.2).

La surface A^p augmente avec l'incrément de la charge appliquée. Une baisse du coefficient de pression des terres au repos (K_0) entraîne également un élargissement de la surface A^p . Cette surface est mesurée par un système de quadrillage réalisé sur les différentes zones plastiques. Une même échelle colorimétrique est utilisée afin de faciliter la comparaison entre les différentes surfaces mesurées. L'évolution de l'aire A^p est tracée en fonction de la charge appliquée sur la fondation. Les trois courbes d'évolution correspondant aux trois valeurs du coefficient de pression des terres au repos sont représentées sur la Figure 2. 5a.

La diminution de la surface A^p avec l'augmentation du coefficient de pression des terres au repos s'explique, d'une part, par le fait qu'une augmentation de la contrainte horizontale entraîne systématiquement une hausse de la contrainte moyenne. L'évolution de cette dernière a tendance à diminuer la plasticité (Burlon, 2007). D'autre part, une baisse du coefficient de pression des terres au repos engendre un rapprochement du champ de contrainte par rapport au critère de rupture. En effet, plus le coefficient de pression des terres au repos est faible plus le champ de contrainte initial est proche du critère de rupture. Par conséquent, le massif de sol, dont le coefficient de pression des terres au repos K_0 est plus faible, rentre plus tôt en plasticité que celui dont le coefficient K_0 est plus grand. L'analyse précédente de la Figure 2. 2a, portant sur l'effet du coefficient K_0 sur la charge Q_E , conforte cette interprétation. Elle a montré que l'entrée en plasticité du massif de sol dépend aussi de la valeur du coefficient K_0 car le modèle dont le coefficient K_0 est le plus faible a la charge Q_E la plus faible. Il est par conséquent le premier à subir des déformations irréversibles (plastiques).

La Figure 2. 5b représente l'évolution du rapport R^p , défini précédemment, en fonction de la charge appliquée. L'allure des courbes d'évolution est identique pour les deux rapports R^p .

Elle montre que :

- l'écart de surface A^p relevé pour une variation du coefficient K_0 de 0,5 à 0,3 est plus faible que celui relevé pour une variation du coefficient K_0 de 0,5 à 0,95 ;
- les rapports R^p diminuent au fur et à mesure que la charge appliquée sur la fondation augmente. Cette augmentation de la charge, qui conduit nécessairement à

une augmentation des déformations irréversibles, diminue l'effet du coefficient de pression des terres au repos sur ces déformations. Cette analyse souligne le fait que l'étendue des déformations irréversibles est moins sensible au coefficient K_0 quand la surface couverte par les déformations irréversibles s'élargit ;

- au delà de 95% de la charge limite, l'influence du coefficient K_0 devient négligeable.

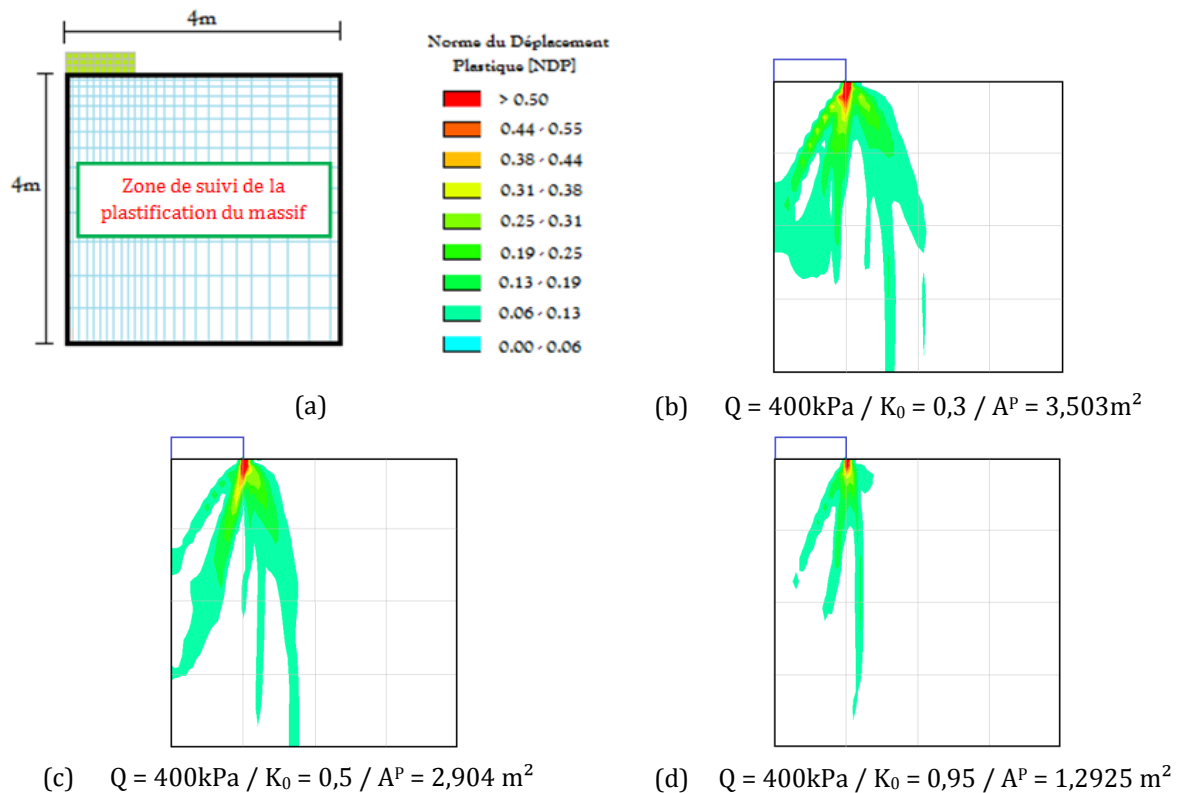


Figure 2. 4. (a) Zone de suivi des déformations irréversibles et échelle de couleur. (b) Norme de la déformation plastique pour $K_0 = 0,3$. (c) Norme de la déformation plastique pour $K_0 = 0,5$. (d) Norme de la déformation plastique pour $K_0 = 0,95$.

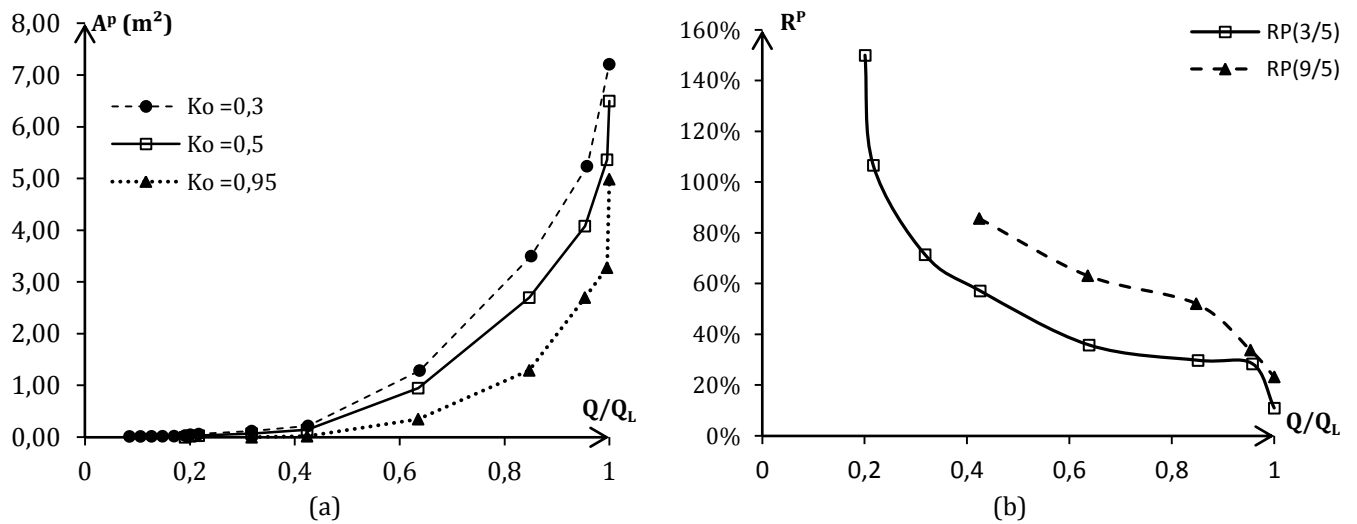


Figure 2. 5. (a) Courbe d'évolution de la surface A^p en fonction de la charge appliquée.
 (b) Évolution du rapport R^p ($R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^p$ et $R_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}^p$) en fonction de la charge.

Nous retenons de l'analyse de la Figure 2. 5 que l'étendue de la surface A^p est sensible à l'incertitude relative à la valeur du coefficient de pression des terres repos et que cette sensibilité est d'autant plus grande que le niveau de chargement de la fondation est faible. Donc, la sensibilité de la surface A^p au coefficient K_0 diminue avec l'extension de la surface A^p .

2.3.2 Impact des paramètres plastiques du sol sur le rapport R^l

Les calculs réalisés dans cette partie fournissent des éléments complémentaires à l'interprétation des résultats précédents. Ces derniers sont relatifs à l'évolution du rapport R^l , dans la zone (2), avec l'incrément de la charge appliquée sur la fondation. Les conclusions tirées de ces résultats ont montré qu'une diminution de l'étendue des déformations élastiques accroît la valeur maximale du rapport R^l .

La cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif du sol définissent le critère de rupture de Mohr-Coulomb et conditionnent l'apparition des déformations irréversibles (plastiques) dans le massif de sol. En effet, dans un repère (s, t) , une augmentation de la cohésion effective ou de l'angle de frottement interne effectif se traduit par l'éloignement du critère de rupture par rapport aux chemins de contraintes. Cette hausse de c' ou ϕ' entraîne, par conséquent, un élargissement de la surface élastique. Étant donné qu'une variation de la cohésion conduit, dans le contexte étudié, au même effet qu'une variation de l'angle de frottement interne, seule l'influence de la cohésion effective sur le rapport R^l est étudiée.

Pour ce faire, une série de calcul est effectuée avec trois différentes valeurs de cohésion ($c_1 = 10$ kPa, $c_2 = 30$ kPa et $c_3 = 50$ kPa). Pour chacune des trois valeurs de cohésion, trois calculs sont réalisés. Ils sont associés aux trois valeurs de coefficient de pression des terres au repos définies précédemment (Tableau 2. 3).

Tableau 2. 3. Nomenclature des calculs en fonction de la valeur de la cohésion.

K_0	Calculs		
	$C_1 = 10$ kPa	$C_2 = 30$ kPa	$C_3 = 50$ kPa
$K_0 = 0,3$	f1-C1-k3	f1-C2-k3	f1-C3-k3
$K_0 = 0,5$	f1-C1-k5	f1-C2-k5	f1-C3-k5
$K_0 = 0,95$	f1-C1-k9	f1-C2-k9	f1-C3-k9

Les courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée sont placées en annexe (A2.3). L'évolution des rapports $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ et $R_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}^I$ sont tracées sur la Figure 2. 6.

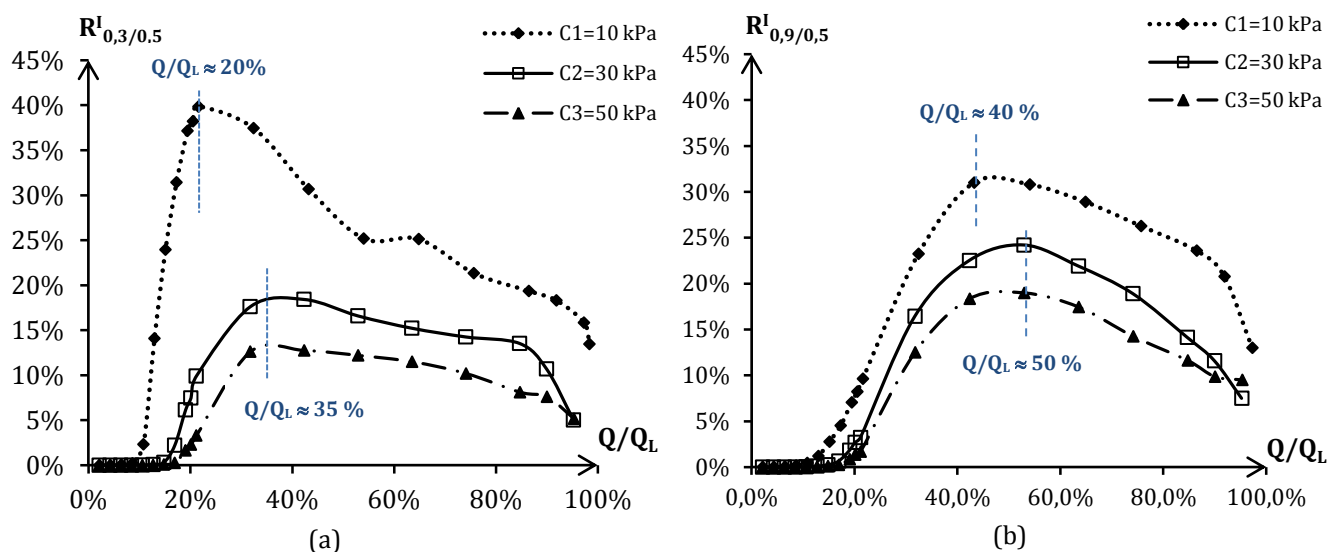


Figure 2. 6. (a) Variation de $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ en fonction du niveau de chargement

(b) Variation de $R_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}^I$ en fonction du niveau de chargement.

L'élargissement du domaine élastique, dû à l'augmentation de la cohésion, se fait nettement ressentir sur la Figure 2. 6. À titre d'illustration, les courbes de variation du rapport $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ atteignent leur valeur maximale à un niveau de chargement de 20% et 36% de la charge limite respectivement pour des valeurs de cohésion de 10 kPa et 30 et 50 kPa. Les courbes de la Figure

2. 6 mettent en évidence une diminution de la valeur maximale des rapports R^I avec l'augmentation de la cohésion.

Ces deux résultats soutiennent les conclusions émises précédemment, relatives au rôle que joue la plastification du massif de sol dans l'impact qu'a l'initialisation des contraintes sur les résultats des calculs par éléments finis.

2.3.3 Impact du coefficient de Poisson sur le rapport R^I

Le coefficient de Poisson intervient dans l'équation (E2.8) qui définit le module de compressibilité volumique K . Ce dernier gouverne les déformations volumiques du massif de sol. Il se révèle intéressant d'étudier jusqu'à quel niveau une variation du coefficient de Poisson joue sur le rapport R^I précédemment défini.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad ; \quad \text{avec } \nu < 0,5 \quad (\text{E2. 8})$$

2.3.3.1 Calculs réalisés

Les calculs réalisés pour déterminer l'influence du coefficient de Poisson sur le rapport R^I intègrent cinq valeurs de ν ($\nu = \{0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,49\}$). Pour chacune des valeurs du coefficient de Poisson, trois calculs sont réalisés. Ils correspondent aux trois valeurs du coefficient de pression des terres au repos définies dans les calculs précédents (0,3 ; 0,5 et 0,95). Le modèle est le même que celui étudié précédemment. Les paramètres plastiques définis dans les calculs sont ceux utilisés dans les calculs précédents et donnés dans le Tableau 2. 2.

2.3.3.2 Analyse des résultats

La charge limite est sensiblement la même pour l'ensemble des calculs. Ce résultat confirme l'analyse faite précédemment concernant l'influence du coefficient de pression des terres au repos sur la charge limite de la fondation. L'évolution des rapports $R_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}^I$ et $R_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}^I$ en fonction de la charge appliquée est tracée pour les différentes valeurs du coefficient de Poisson (*figures 2.7 et 2.8*). L'influence du coefficient de Poisson sur les rapports d'influence est analysée.

Indépendamment de la valeur de ν utilisée dans les calculs, le rapport R^I baisse avec l'incrément de la charge. Ce résultat confirme également la conclusion de l'étude précédente.

Pour la suite, l'analyse s'intéresse à des valeurs de chargement inférieures ou égales à 85% de la charge limite. En effet les fondations sont rarement sollicitées jusqu'à 85% de leur capacité portante limite.

L'impact du coefficient de Poisson sur le rapport R^I est plus présent dans les zones (1) et (2). Ces dernières couvrent respectivement un niveau de chargement d'environ 20% et 40% de la charge limite pour les rapports $R'_{K_{0;0,3}/K_{0;0,5}}$ et $R'_{K_{0;0,9}/K_{0;0,5}}$. Dans la zone (2), l'influence du coefficient de Poisson sur les rapports R^I croît avec le niveau de chargement de la fondation.

Dans la zone (3) définie précédemment, zone où le sol a un comportement plastique, l'influence du coefficient de Poisson diminue avec l'incrément de la charge appliquée à la fondation.

Les figures 2.7 et 2.8 montrent également que, pour un niveau de chargement fixé, l'augmentation du coefficient de Poisson se traduit généralement par une baisse du rapport R^I . Le niveau de chargement pour lequel le rapport R^I est maximal augmente avec le coefficient de Poisson. Cet effet du coefficient de Poisson sur les valeurs maximales du rapport R^I est semblable à celui de la cohésion. Alors que l'effet de la cohésion sur le rapport R^I s'explique par un élargissement ou rétrécissement du domaine élastique, le coefficient de Poisson quant à lui modifie les directions des chemins de contrainte dans la zone élastique et produit, in fine, les mêmes effets qu'un décalage du critère de rupture.

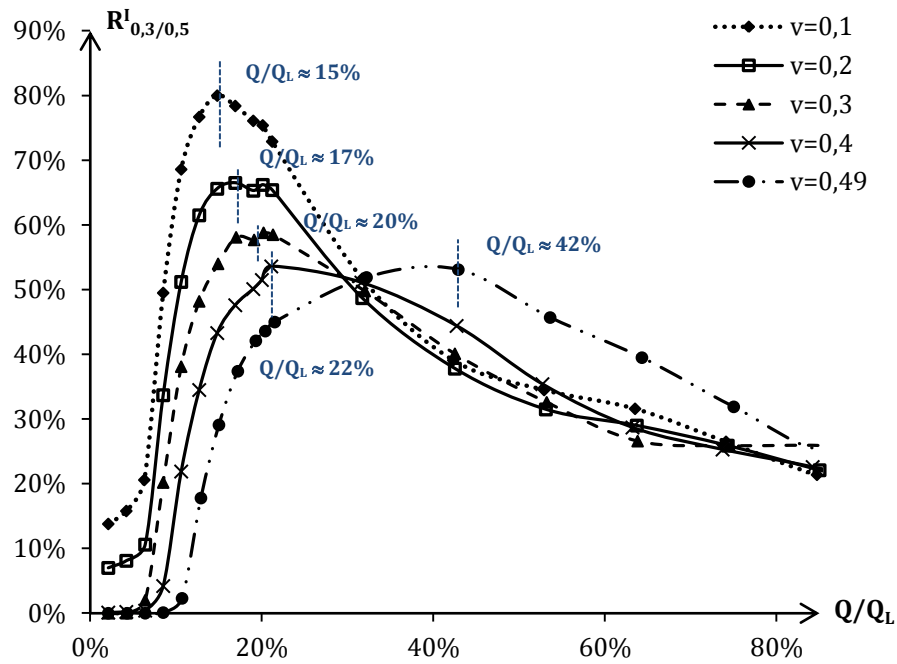


Figure 2. 7. Évolution de l'influence de K_0 ($R^I_{K_{0,0,3}/K_{0,0,5}}$) sur le tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée et pour différentes valeurs du coefficient de Poisson. Écart de tassement noté pour le passage de K_0 de 0,5 à 0,3.

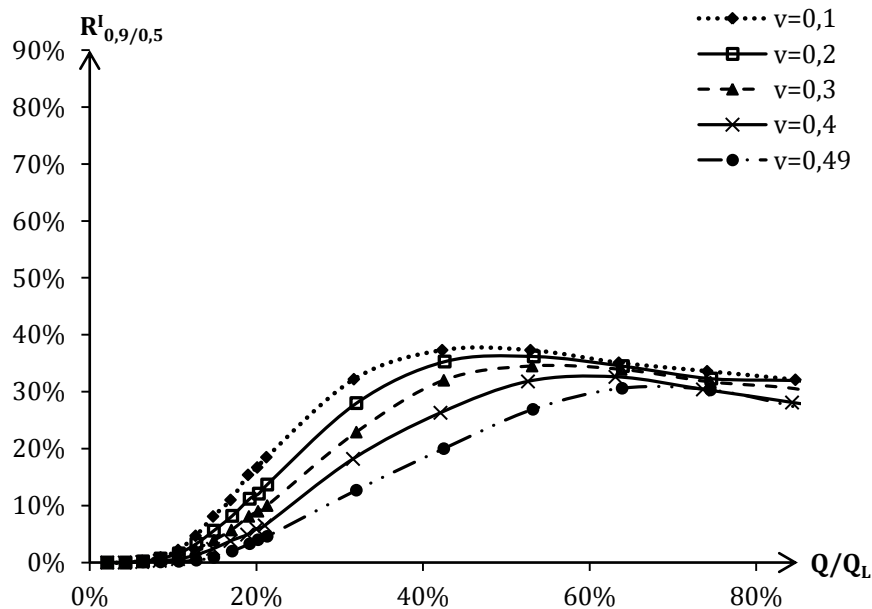


Figure 2. 8. Évolution de l'influence de K_0 ($R^I_{K_{0,0,9}/K_{0,0,5}}$) sur le tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée et pour différentes valeurs du coefficient de Poisson. Écart de tassement noté pour le passage de K_0 de 0,5 à 0,95.

Pour comprendre l'effet de la variation du coefficient de Poisson sur le rapport R^I , supposons un échantillon de sol placé sous condition œdométrique et chargé verticalement. L'équation (E2.9) donne le champ de contraintes dans l'échantillon de sol. Le sol est supposé suivre un comportement élastique isotrope. En effet ce qui nous intéresse dans cette partie de l'étude est l'impact du coefficient de Poisson sur les chemins de contraintes dans le domaine élastique. La Figure 2. 9 représente l'échantillon de sol. La démonstration faite dans le chapitre 1 est reprise et complétée.

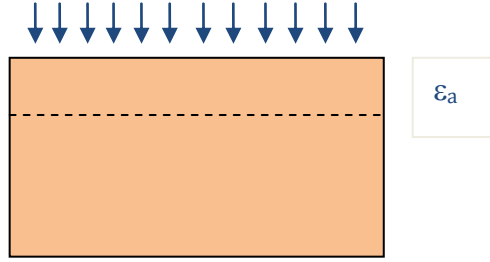


Figure 2. 9. Échantillon de sol sous conditions œdométriques

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 = \sigma_3 \\ \sigma_2 = \sigma_3 \end{pmatrix} = \lambda \text{tr} \varepsilon \bar{\delta} + 2\mu \begin{pmatrix} \varepsilon_a \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (\text{E2. 9})$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \lambda \varepsilon_a + 2\mu \varepsilon_a \\ \sigma_3 = \lambda \varepsilon_a \end{cases} \Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\lambda}{\lambda + 2\mu} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{1}{\frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} + \frac{E}{(1+\nu)}}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{1}{\frac{E}{(1+\nu)} \left(1 + \frac{\nu}{(1-2\nu)}\right)} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{(1+\nu)}{E \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right)}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

Dans le domaine élastique, et dans le plan (s, t), les chemins de contraintes décrivent une droite de pente $\frac{t}{s}$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{1}{2} \sigma_1 \left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) = \sigma_1 \frac{1-2\nu}{1-\nu} \\ s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{1}{2} \sigma_1 \left(1 + \frac{\nu}{1-\nu} \right) = \sigma_1 \frac{1}{1-\nu} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{t}{s} = 1-2\nu$$

La Figure 2. 10 illustre différents chemins de contraintes pour différentes valeurs du coefficient de Poisson. Elle montre qu'une augmentation du coefficient de Poisson diminue la pente du chemin de contraintes et retarde, de ce fait, l'entrée en plasticité du massif de sol. Ce rôle du coefficient de Poisson sur les chemins de contraintes explique son influence sur le rapport R^1 .

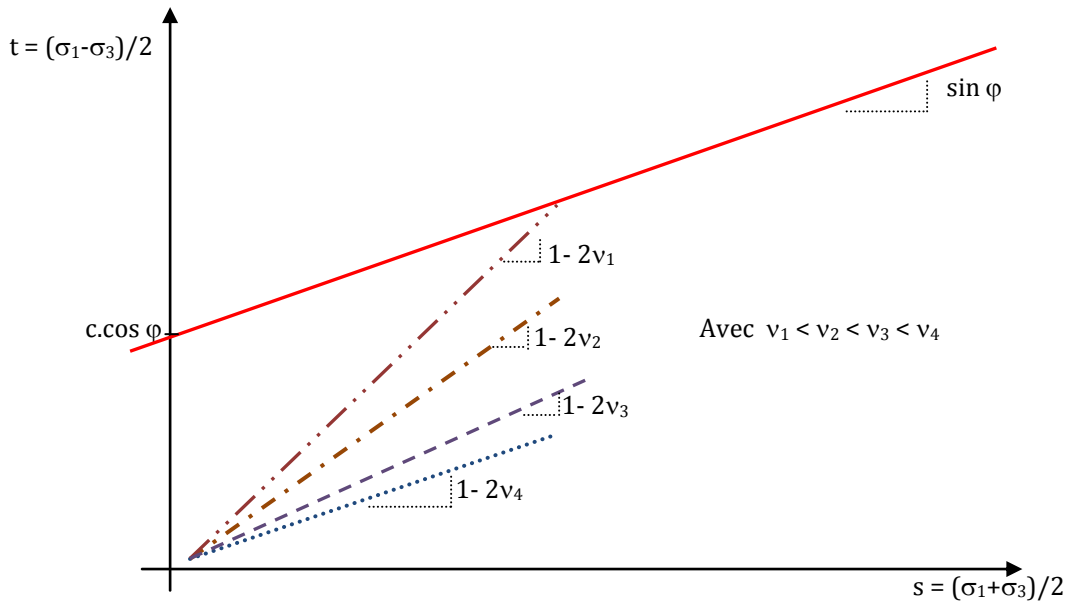


Figure 2. 10. Chemin de contraintes et critère de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan (s, t)

2.4 Impact de l'initialisation des contraintes sur un massif de sol déchargé

Le coefficient de pression des terres au repos est d'une importance capitale pour le calcul des ouvrages de soutènement ou pour les travaux d'excavation. Il influence également les calculs de tassement. Les travaux de Mestat (1998b) ont traité le cas d'une excavation faite dans un massif de sol rectangulaire et homogène. Les résultats de cette étude soulignent l'impact non négligeable du coefficient de pression des terres au repos sur les chemins de contrainte et de déformation. Le choix d'un coefficient K_0 supérieur ou inférieur à 1 peut inverser le sens des déplacements notés. Les déplacements, l'intensité des contraintes horizontales ainsi que les

déformations irréversibles augmentent avec le coefficient K_0 . Les mouvements du sol sont également influencés par la valeur du coefficient de pression des terres au repos. Mestat (1998b) montre que le massif de sol a tendance à essentiellement se soulever pour de faibles valeurs de K_0 . Pour de fortes valeurs de K_0 , l'accroissement des contraintes horizontales entraîne un développement des déplacements latéraux.

La valeur du coefficient K_0 a de l'influence sur les zones d'apparition des déformations irréversibles au tour d'un tunnel circulaire excavé en une seule étape. La zone, autour du tunnel, avec un comportement élastique est d'autant plus grande que le coefficient K_0 est petit (Wong et Kaiser, 1991).

Burlon (2007), lors de ses travaux sur les mouvements de sol induits par des excavations, s'intéresse à l'influence du coefficient K_0 . Il montre, à l'issue d'une série de calculs réalisée avec 5 valeurs de coefficient de pression des terres au repos différentes (0,5 ; 0,75 ; 1 ; 1,25 et 1,5), que :

- la valeur du coefficient K_0 influence les chemins de contraintes,
- la déformée du soutènement est d'autant plus importante que le coefficient de pression des terres au repos est élevé,
- l'effet du coefficient K_0 se fait plus ressentir en plasticité,
- le soulèvement du fond de fouille augmente avec l'augmentation du coefficient de pression des terres au repos.

Les travaux précités ont mis en relief l'importance du coefficient de pression des terres au repos sur les déformations subies par les massifs de sol en déchargement (excavation, mise en place de tunnel, etc.).

La dernière partie de ce chapitre vient en complément des études citées. Elle s'intéresse au comportement du massif de sol déchargé et à l'effet de l'initialisation des contraintes sur la déformabilité du massif, d'une part, et sur les paramètres de dimensionnement classique de l'ouvrage, d'autre part. Ainsi, les travaux présentés dans cette partie portent sur l'étude d'un ouvrage de soutènement. L'impact de l'initialisation des contraintes sur les paramètres dimensionnants (déformabilité de l'ouvrage et du massif, sollicitation sur l'ouvrage, stabilité ...) est traité.

2.4.1 Présentation de l'exemple analysé

2.4.1.1 Géométrie du modèle

Le modèle étudié dans cette section est une paroi moulée butonnée. Les dimensions du massif sont indiquées sur la Figure 2. 11. La paroi est en béton et a 75 cm d'épaisseur et 18 m de hauteur avec une fiche de 4 m. L'excavation s'étend sur une profondeur de 14 m. Les butons sont des tubes métalliques de 30 cm de diamètre et de 12 m de long. Nous supposons dans l'étude un espacement de 0,75 m entre les butons. Le module d'Young de l'acier pris dans l'étude est 210 000 MPa. Compte tenu de l'espacement entre les butons, un module d'Young équivalent (noté E_{eq}) est donné par l'équation (E2.10). Le modèle de sol a un comportement élastoplastique parfait avec le critère de rupture Mohr-Coulomb. Il suit une règle d'écoulement non associée. Les valeurs des paramètres élastiques et plastiques du modèle sont données dans le Tableau 2. 4.

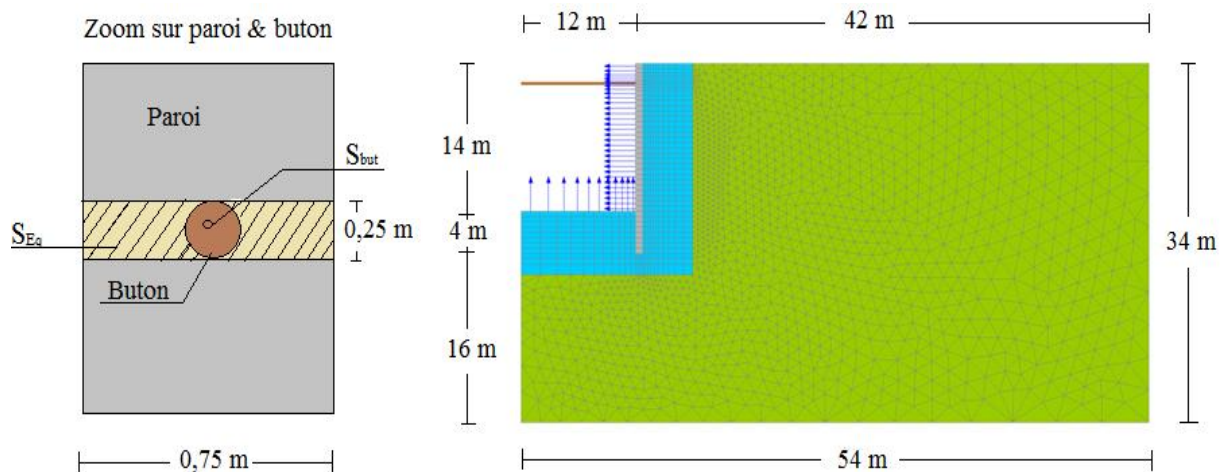


Figure 2. 11. Modélisation de la paroi moulée butonnée

$$E_{eq} = E \cdot \frac{S_{but}}{S_{Eq}} \quad (E2. 10)$$

avec :

S_{but} la section du buton ;

S_{Eq} la section équivalente.

2.4.1.2 Propriétés mécaniques

Les caractéristiques mécaniques du mur et du bouton sont nettement supérieures à celles du massif de sol. Ils sont supposés élastiques linéaires et isotropes. Les paramètres élasto-plastiques du massif de sol et élastiques du mur et du bouton sont donnés dans le Tableau 2. 4.

Tableau 2. 4. Paramètres mécaniques du massif de sol étudié

	E_{eq} (MPa)	ρ (kg/m ³)	ν	c (kPa)	ϕ' (degré)	ψ (degré)
Sol	20	1900	0,3	10	25	0
Mur	20000	2500	0,3	-	-	-
Buton	55000	7850	0,2	-	-	-

2.4.1.3 Calculs réalisés

L'excavation du sol est faite par couche de 2 m d'épaisseur. La mise en place du mur et du bouton constituent deux phases du calcul. L'effet de la bentonite ainsi que celui du béton frais sont considérés négligeables et ne sont, par conséquent, pas inclus dans le phasage des calculs.

Tableau 2. 5. Hauteur du sol excavé

Excavation	Exc1	Exc2	Exc3	Exc4	Exc5	Exc6	Exc7
hauteur de sol excavée (m)	2	4	6	8	10	12	14

Sept valeurs de coefficient de pression des terres au repos sont considérées dans les calculs :

$$K_0 = \{(0,3 ; 0,4 ; 0,5 ; 0,6 ; 0,95 ; 1,2 \text{ et } 1,5)\}.$$

L'effet de l'initialisation des contraintes sur la déformée du mur, le soulèvement du fond de fouille et les chemins de contrainte est abordé. En complément, les résultats relatifs au comportement du bouton et aux forces qu'il reprend sont analysés. Des conclusions de travaux antérieurs sont également exposées.

2.4.2 Résultats et analyses

L'analyse des résultats s'intéresse aux éléments de dimensionnement de la paroi. La géométrie de la paroi (épaisseur de la paroi, longueur de la fiche ...) n'est pas abordée dans cette étude. Elle est définie à l'identique sur l'ensemble des calculs.

L'analyse porte sur :

- l'influence du coefficient K_0 sur la déformabilité du massif de sol et des éléments de l'ouvrage (buton, paroi). En effet une bonne connaissance des déformations du massif est nécessaire afin d'assurer l'intégrité des ouvrages avoisinants ;
- l'impact de l'initialisation des contraintes sur les efforts appliqués au buton et à la paroi. Ces derniers, lors d'un projet de construction d'un ouvrage de soutènement, participent au pré-dimensionnement du buton, et de la paroi. Ils conditionnent la géométrie des éléments de structure ;
- le coefficient de sécurité, qui permet de vérifier l'état d'équilibre général de l'ouvrage.

Les déformations du massif, de la paroi et du buton sont analysées le long des lignes de coupe (H1, H2, H3 et V1) indiquées sur la Figure 2. 12.

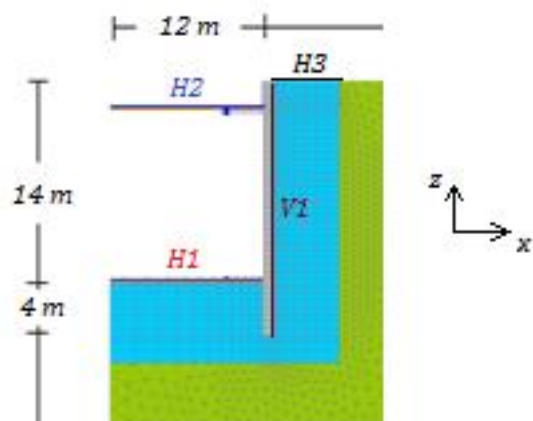


Figure 2. 12. Lignes de coupe pour l'analyse des déformations

2.4.2.1 Soulèvement du fond de fouille

Lors des travaux d'excavation, le fond de fouille est soumis à des efforts dirigés vers la surface excavée. Ces sollicitations peuvent engendrer des déformations préjudiciables à l'ouvrage en construction. Ce constat explique l'importance accordée à l'effet de l'initialisation des contraintes sur le soulèvement du fond de fouille. L'évolution des déplacements verticaux est suivie le long de la ligne de coupe H1. Les déplacements notés sont comparés sur la base du coefficient de pression des terres au repos affecté au massif de sol.

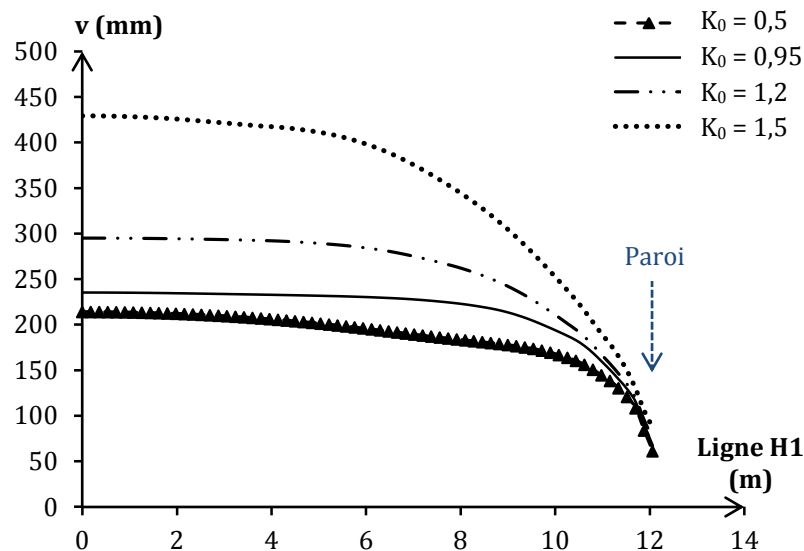


Figure 2. 13. Soulèvement du fond de fouille

La Figure 2. 13 représente le soulèvement du fond de fouille le long de la ligne de coupe H1 et pour quatre valeurs de K_0 . Les calculs avec des valeurs du coefficient K_0 comprises entre 0,3 et 0,6 donnent des résultats assez proches. Aussi, seule la courbe correspondant à un coefficient K_0 de 0,5 est représentée. L'analyse de la Figure 2. 13 montre un accroissement des déplacements verticaux du fond de fouille au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la paroi. À partir d'une certaine distance de la paroi (environ 6 m), le soulèvement reste plus ou moins constant le long de la ligne H1. Elle révèle également une dépendance des déplacements verticaux du fond de fouille de la valeur du coefficient K_0 . En effet une hausse du coefficient K_0 entraîne une augmentation des déplacements verticaux subis par le fond de fouille.

Pour une meilleure illustration, afin de mener une analyse plus précise, supposons un point M qui se déplace le long de la ligne H1 et notons d la distance séparant le point M de la paroi. La Figure 2. 14 représente, à des distances d données, le soulèvement du fond de fouille en fonction du coefficient K_0 . L'analyse de cette figure complète celle faite sur la Figure 2. 13. Elle met en évidence :

- une invariance du soulèvement du fond de fouille par rapport au coefficient de pression des terres au repos quand ce dernier est faible (inférieur à 0,5 ou 0,6),
- une forte dépendance des déplacements verticaux du fond de fouille du coefficient K_0 quand les valeurs du coefficient K_0 sont plus élevées.

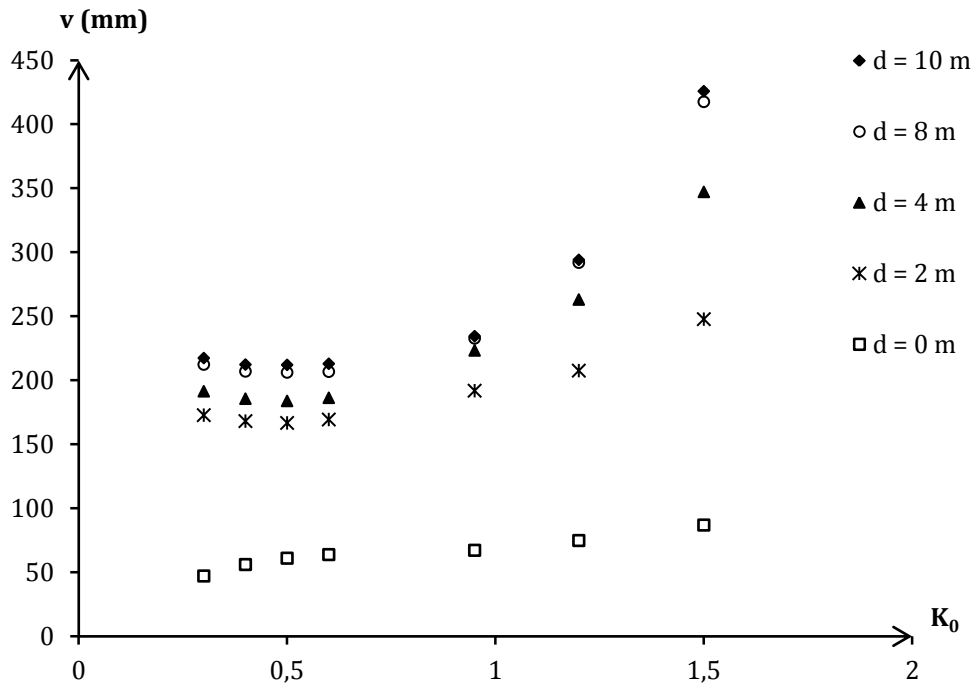


Figure 2. 14. Soulèvement du fond de fouille en fonction du coefficient K_0 à différentes positions par rapport à la paroi

L'impact du coefficient K_0 sur le soulèvement du fond de fouille varie également selon la distance (d) séparant le point M à la paroi. En effet l'influence du coefficient K_0 sur le soulèvement du fond de fouille est négligeable voire inexistante au voisinage de la paroi. Au fur et à mesure que la distance d augmente, l'impact de l'initialisation des contraintes croît. Le coefficient K_0 a d'autant plus d'effet sur le soulèvement du fond de fouille que le soulèvement noté est important.

2.4.2.2 Soulèvement du sol à la surface

Les graphes de la Figure 2. 15 donnent le déplacement vertical de la surface du sol le long de la ligne H3 pour différentes profondeurs d'excavation. Ils montrent que, pour des profondeurs d'excavation inférieures à 8 m, une hausse du coefficient de pression des terres au repos réduit le soulèvement du sol à la surface. À partir d'une profondeur d'excavation supérieure à 8 m, un accroissement du coefficient de pression des terres au repos augmente le soulèvement du sol à la surface.

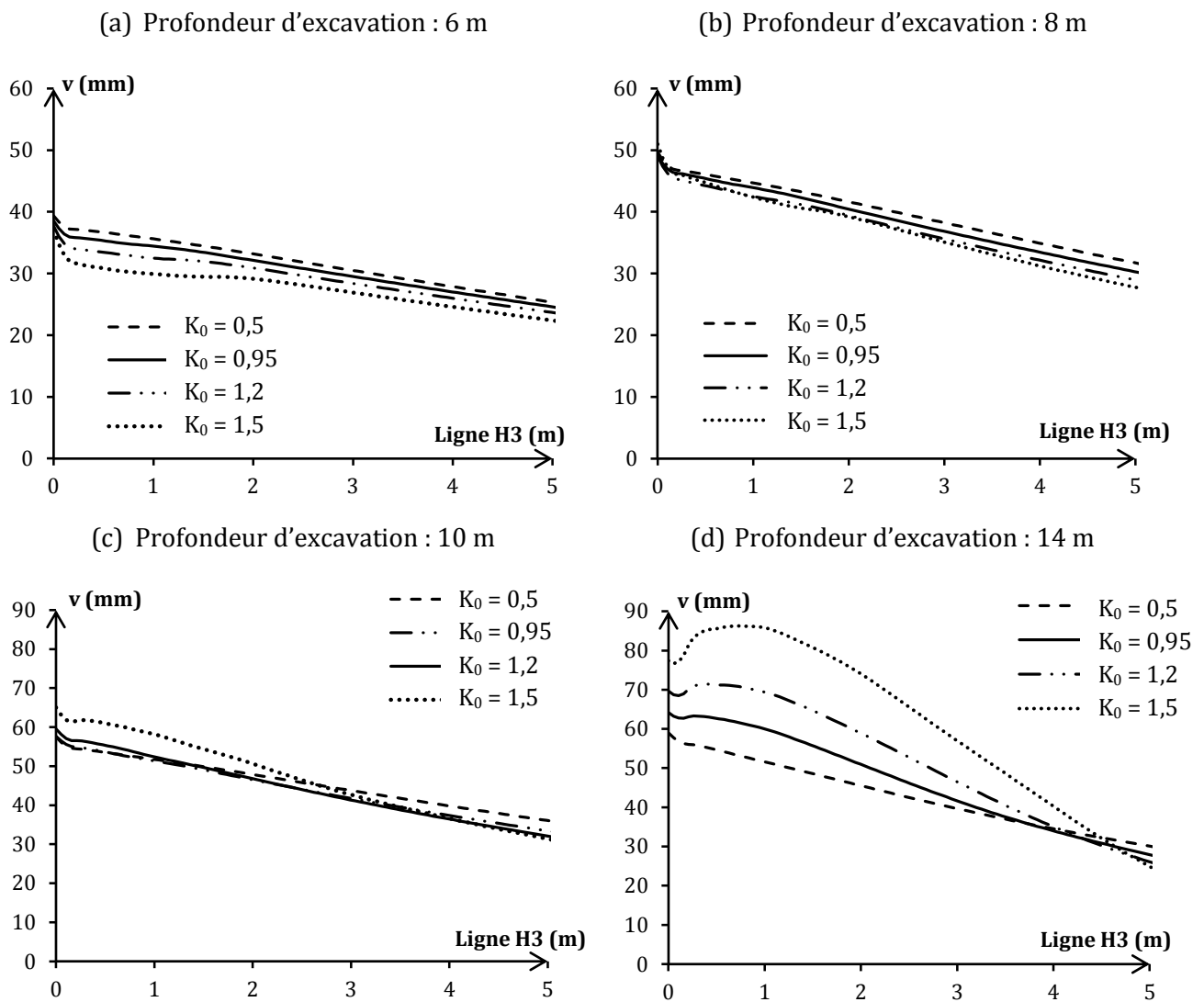


Figure 2. 15. Soulèvement du sol à la surface pour différentes profondeurs d'excavation

2.4.2.3 Déformée de l'écran

Les déplacements latéraux de la paroi sont étudiés en fonction du coefficient K_0 . La Figure 2. 16 représente les déplacements u le long de la ligne V1 pour une profondeur d'excavation de 14 m. Elle montre un mouvement de la paroi vers l'excavation dû à la poussée des terres de la partie soutenue.

Les déplacements obtenus sont plus ou moins importants selon la valeur du coefficient K_0 prise en compte dans les calculs. L'allure des courbes est indépendante de l'initialisation des contraintes. Le déplacement maximal est localisé au-dessus du fond de fouille et sa position par rapport au fond de fouille varie avec le coefficient de pression des terres au repos.

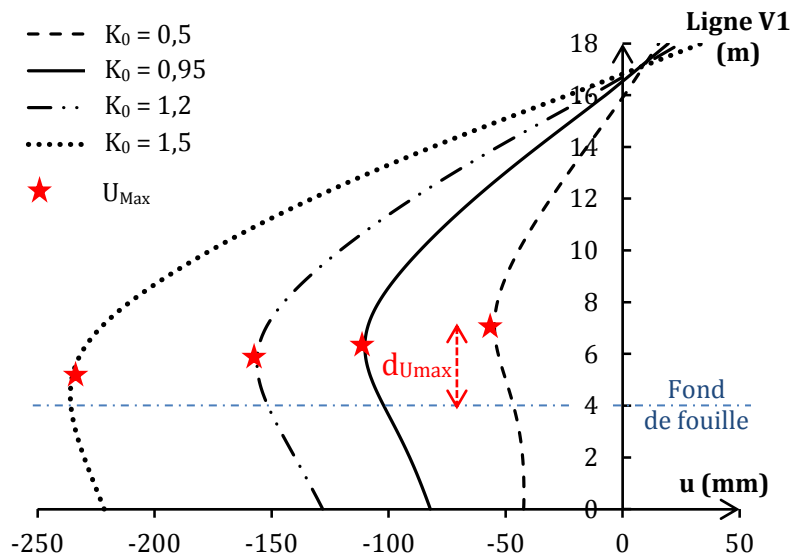


Figure 2. 16. Déplacements horizontaux (u) de la paroi et localisation des déplacements maximaux

Notons $d_{U_{\max}}$ la distance entre le point ayant subi le déplacement maximal (u_{\max}) et le fond de fouille. Le soulèvement du fond de fouille n'est pas intégré dans la valeur de $d_{U_{\max}}$. En effet, l'étude précédente a montré que les déplacements verticaux du fond de fouille au voisinage de la paroi sont quasi-insensibles au coefficient K_0 . La Figure 2. 17 présente l'évolution de $d_{U_{\max}}$ en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Elle met en évidence une diminution de la distance $d_{U_{\max}}$ avec l'augmentation du coefficient K_0 .

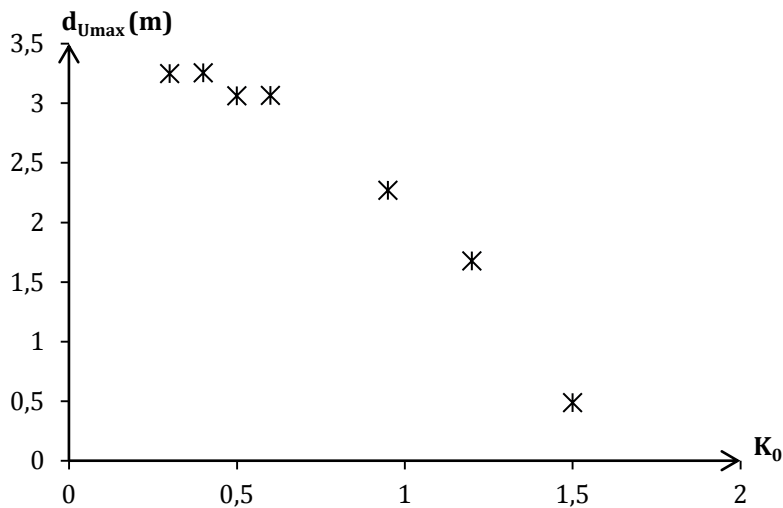


Figure 2. 17. Évolution de la distance $d_{U_{\max}}$ en fonction du coefficient K_0

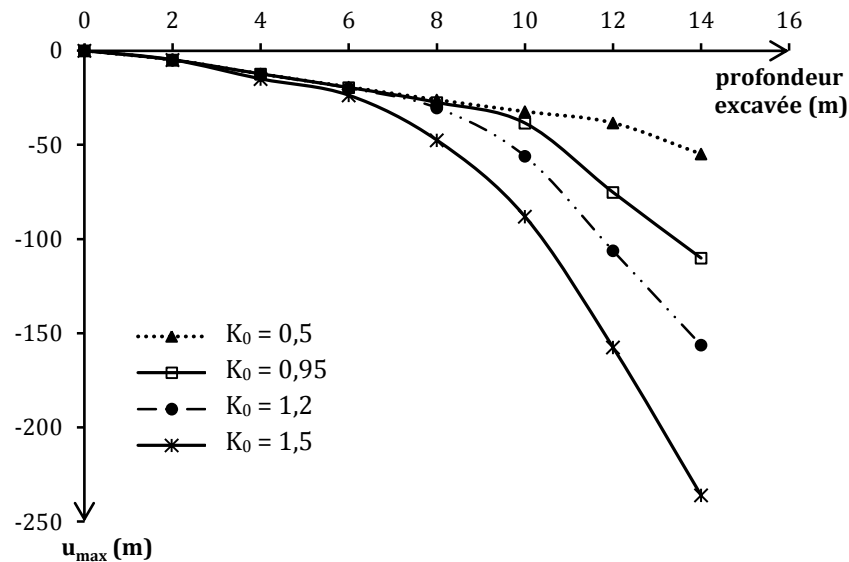


Figure 2. 18. Évolution de la déformation latérale maximale en fonction de la profondeur d'excavation

L'évolution du déplacement latéral maximal de la paroi en fonction de la profondeur de l'excavation est tracée, pour différentes valeurs du coefficient K_0 , sur la Figure 2. 18. Cette dernière montre que l'influence du coefficient de pression des terres au repos sur le déplacement latéral maximal subi par la paroi est négligeable quand la profondeur d'excavation est inférieure à 6 m. Au delà d'une certaine profondeur, l'effet du coefficient K_0 sur le déplacement maximal de la paroi croît avec l'augmentation de la profondeur excavée. Les points de séparation des différentes courbes de la Figure 2. 18 correspondent à un passage d'une évolution linéaire à une évolution curviligne des courbes d'évolution. Ces points spécifiques, au niveau desquels l'évolution des courbes change, marquent le développement de déformations irréversibles. Les conclusions précédentes, qui soulignent que l'augmentation du coefficient K_0 anticipe le développement des déformations irréversibles, expliquent l'apparition de l'influence du coefficient K_0 à partir d'un niveau d'excavation donné.

2.4.2.4 Déformabilité du buton et efforts repris

Les déformations verticales subies par le buton sont données sur la Figure 2. 19. Elle présente le déplacement vertical v le long de la ligne H2 pour différentes valeurs de coefficient de pression des terres au repos. L'impact du coefficient de pression des terres au repos est nettement visible. Un accroissement du coefficient de pression des terres au repos conduit nécessairement à une hausse du déplacement vertical du buton. En effet, l'effort repris par le buton évolue dans le même sens que le coefficient de pression des terres au repos, comme montré par la Figure 2. 20.

Cette dernière présente l'évolution de la force reprise par le bouton en fonction du coefficient de pression des terres au repos pour différentes profondeurs d'excavation. Elle montre que l'influence du coefficient de pression des terres au repos sur l'effort repris par le bouton varie avec la profondeur de sol excavée. L'impact du coefficient K_0 croît avec la profondeur d'excavation. La Figure 2. 20 montre également que l'évolution de la force reprise par le bouton en fonction de la valeur du coefficient de pression des terres au repos est linéaire quand la profondeur d'excavation est inférieure à 8 m. Au delà de cette profondeur, la variation de la charge reprise par le bouton en fonction du coefficient K_0 est non linéaire.

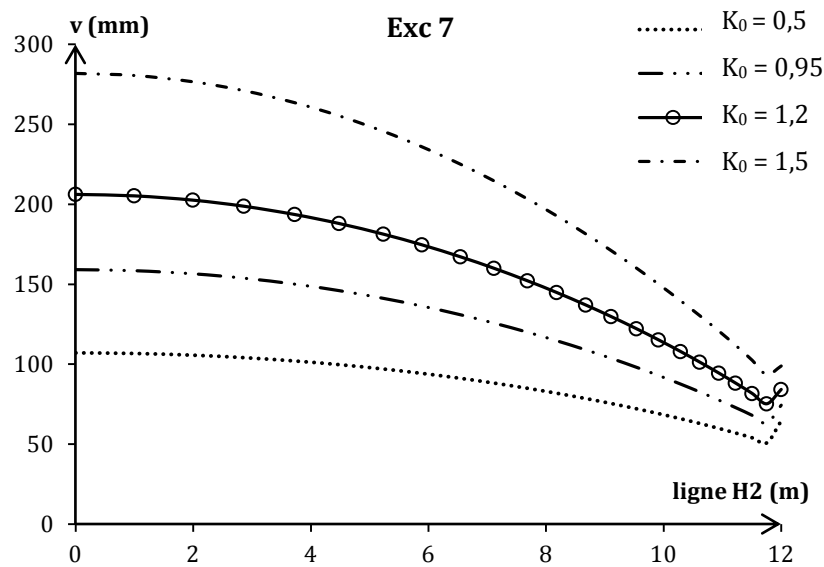


Figure 2. 19 Déplacement vertical du bouton à l'excavation 7 (14 m de profondeur)

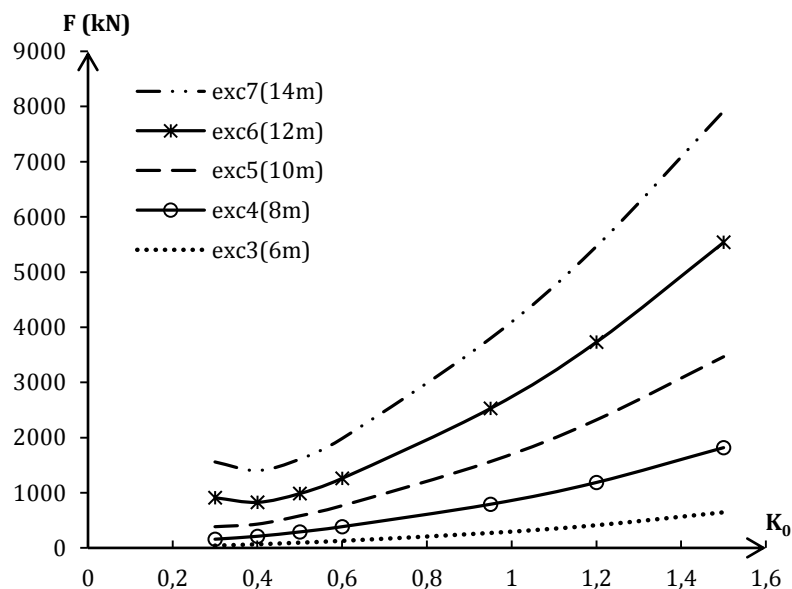


Figure 2. 20. Variation de l'effort repris par le bouton en fonction du coefficient K_0 .

2.4.2.5 Distribution du moment fléchissant dans l'écran

Le moment fléchissant est indispensable au dimensionnement de la paroi moulée (section, ferrailage, etc.). Sa répartition le long de la paroi et pour différentes valeurs du coefficient K_0 est tracée sur la Figure 2. 21. Elle montre une nette influence du coefficient K_0 sur le moment fléchissant. En guise d'illustration, une variation du coefficient K_0 de 0,5 à 0,95 entraîne une hausse du moment fléchissant maximal de 623 kN.m à 1029 kN.m soit une augmentation de 65%. En effet, une augmentation du coefficient de pression des terres au repos se traduit par une hausse des contraintes horizontales. Ces dernières génèrent les moments fléchissants dans la paroi.

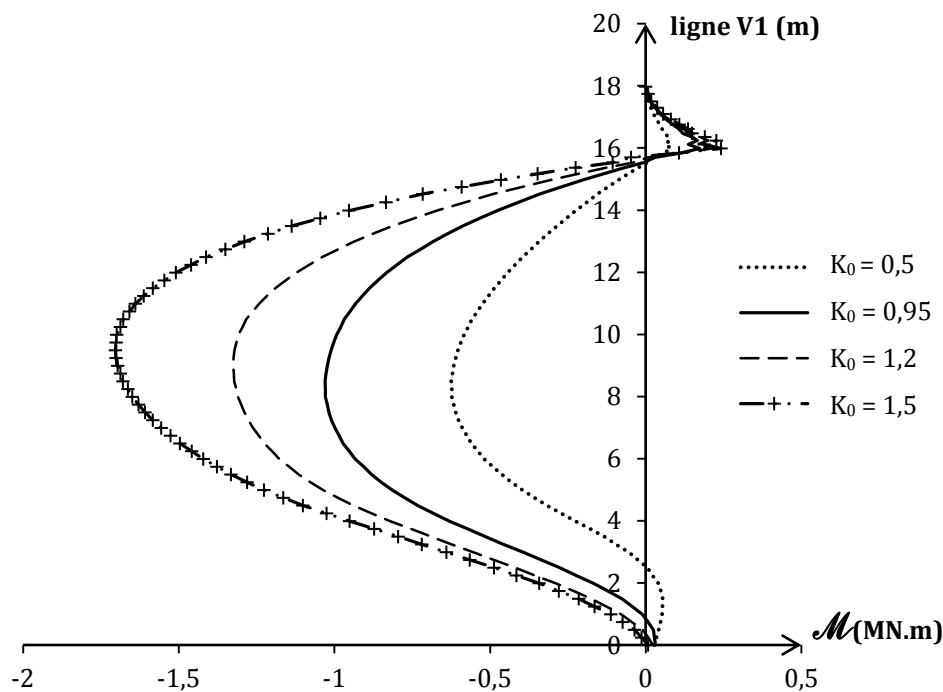


Figure 2. 21. Variation du moment fléchissant le long de la paroi pour les différentes valeurs de K_0 .
(profondeur de l'excavation : 14 m)

2.4.2.6 Vérification de la stabilité globale selon l'Eurocode 7

Lors du dimensionnement d'un ouvrage de soutènement, les normes imposent des vérifications relatives à la stabilité globale. Certaines de ces vérifications ont pour but d'éviter une rupture par rotation ou translation de l'écran. Compte tenu des soulèvements notés au niveau du fond de fouille, le cas d'une rupture rotationnelle de l'écran, autour du point d'appui, est abordé.

La vérification de la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis de la rotation et selon l'approche 2 de la norme NF P 94-282 (Note 2) revient en pratique à vérifier l'équation (E2.11).

$$\mathcal{M}_{dst, d} \leq \mathcal{M}_{stb, d} \quad \text{E2. 11}$$

où :

$\mathcal{M}_{dst, d}$ est la valeur du moment de calcul par rapport au point d'appui (point A) de toutes les forces déstabilisatrices ;

$\mathcal{M}_{stb, d}$ est la valeur du moment de calcul par rapport au point d'appui (point A) de toutes les forces stabilisatrices.

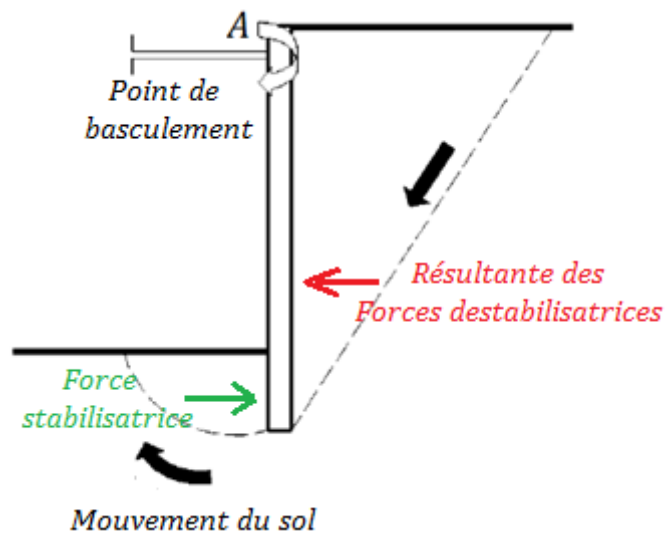


Figure 2. 22 Basculement autour d'un point d'appui [NF P 94-282]

Définissons un rapport R_M qui est le rapport de la valeur du moment des forces stabilisatrices sur celle du moment des forces déstabilisatrices (E2.12).

$$R_M = \frac{\mathcal{M}_{stb, d}}{\mathcal{M}_{dst, d}} \quad \text{(E2. 12)}$$

Le rapport R_M est calculé à différentes phases d'excavations et pour différentes valeurs du coefficient K_0 .

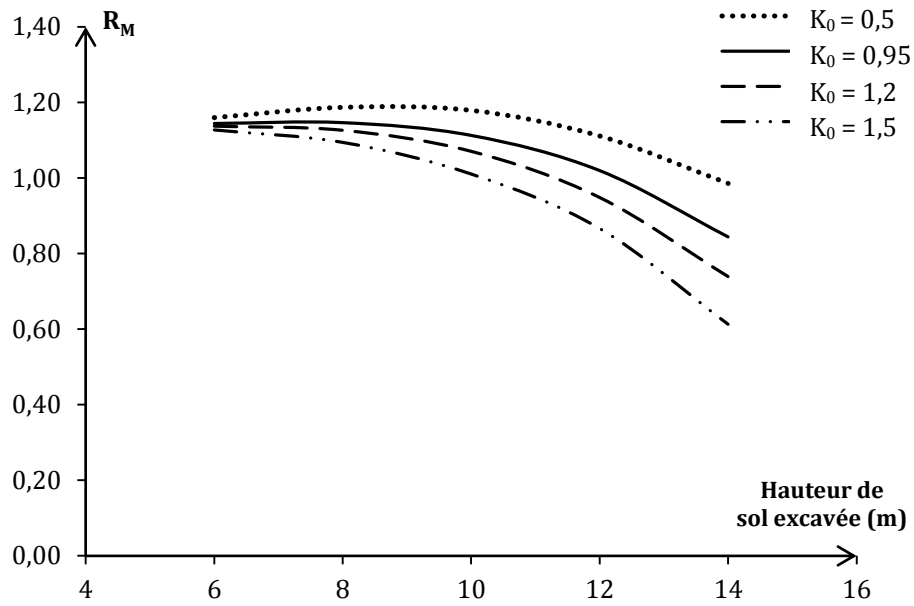


Figure 2. 23. Basculement autour d'un point d'appui [NF P 94-282]

La Figure 2. 23 représente la variation du rapport R_M avec la profondeur de l'excavation et pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos. Une hausse du coefficient K_0 entraîne une augmentation des forces qui s'exercent sur les faces avant et arrière de la paroi. Cependant, l'effet du coefficient de pression des terres au repos sur les contraintes horizontales est plus présent à l'arrière de la paroi qu'à l'avant (du côté de la zone excavée). Cette influence du coefficient K_0 sur les contraintes, qui varie de part et d'autre de la paroi, se traduit par une baisse du rapport R_M quand le coefficient K_0 augmente.

Afin d'exposer de façon plus explicite l'impact, d'ampleur variable, du coefficient K_0 sur les forces qui s'exercent sur les faces de la paroi, nous définissons deux rapports, Δ_K et Δ_F , traduisant la variation du coefficient K_0 et celle de la résultante des forces qui s'exercent sur la face arrière de la paroi (Δ_{Fp}) et sur la face avant (Δ_{Fb}). Les équations (E2.13) et (E2.14) donnent les expressions de calcul de Δ_K et Δ_F .

$$\Delta_K = \frac{K_0 - K_{0,ref}}{K_{0,ref}} \quad (E2.13)$$

$$\Delta_{Fp} = \frac{F_p - F_{p,ref}}{F_{p,ref}} \quad \text{et} \quad \Delta_{Fb} = \frac{F_b - F_{b,ref}}{F_{b,ref}} \quad , \quad (E2.14)$$

où :

$K_{0, \text{ref}}$ est le coefficient de pression des terres au repos de référence. Il vaut 0,5 ;

K_0 est une des valeurs du coefficient de pression des terres au repos pris en compte dans l'étude. Il vaut 0,95 ; 1,2 ou 1,5. La variation du coefficient de pression des terres au repos de la valeur de référence à une des trois valeurs de l'étude est quantifiée par le rapport Δ_K ;

$F_{p, \text{ref}}$ est la résultante des forces qui s'exercent sur la face arrière de l'écran. Elle est obtenue avec le coefficient K_0 de référence ;

F_p est la résultante des forces qui s'exercent sur la face arrière de l'écran quand la valeur du coefficient de pression des terres au repos prise en compte dans l'étude vaut l'une des trois valeurs données précédemment ;

$F_{b, \text{ref}}$ et F_b renvoient aux résultantes des forces qui s'exercent sur la face avant de l'écran. Les forces ainsi définies sont obtenues en intégrant les contraintes exercées par le massif de sol sur les faces arrière et avant de la paroi.

La Figure 2. 24 exprime l'influence du coefficient K_0 sur les contraintes de part et d'autre du mur. Pour une profondeur d'excavation relativement faible (exc3 voire exc4), les courbes de variation de Δ_F en fonction de Δ_K sont presque confondues avec la première bissectrice.

Les figures 2.24 a et b montrent ainsi qu'à ces niveaux d'excavation, relativement faibles, les forces F_p et F_b sont proportionnelles au coefficient de pression des terres au repos. Au delà, l'évolution de Δ_F en fonction de Δ_K n'est plus linéaire. Pour une même variation du coefficient de pression des terres au repos (Δ_K) et pour un niveau d'excavation donné, la variation F_p est plus grande que celle F_b . La Figure 2. 24 met, de ce fait, en évidence l'effet du coefficient de pression des terres au repos qui est plus significatif sur les forces qui s'exercent sur l'arrière de la paroi que sur les forces qui s'exercent sur l'avant de la paroi. Ce constat confirme la justification émise précédemment et relative à la baisse du rapport R_M avec l'augmentation du coefficient K_0 .

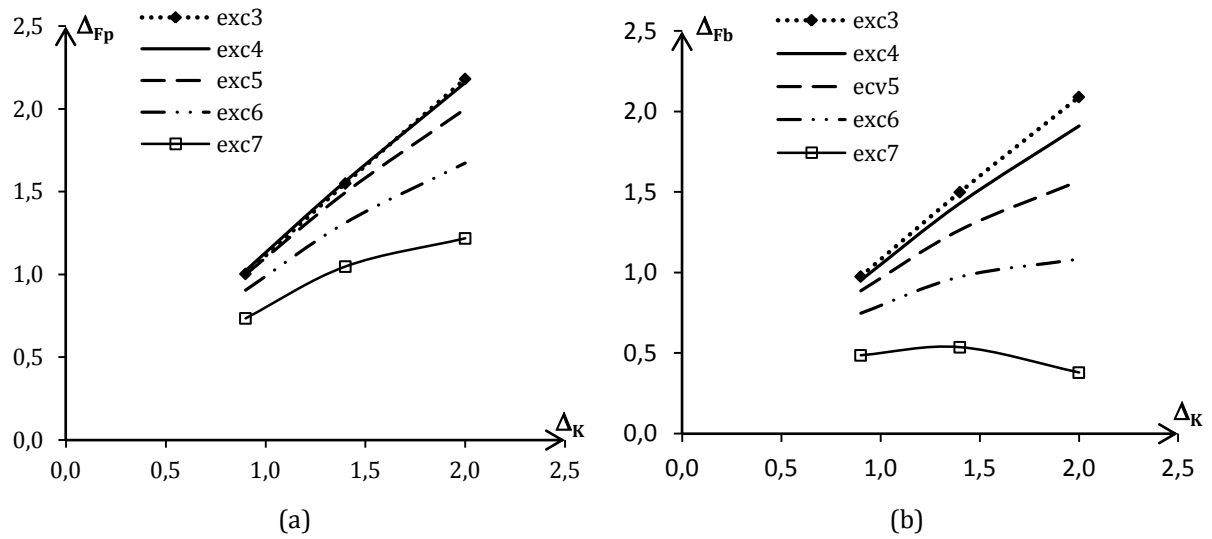


Figure 2. 24. (a) Évolution de la variation de F_p en fonction de la variation du coefficient K_0 . (b) Évolution de la variation F_b en fonction de la variation de K_0 .

2.5 Conclusion

Les calculs présentés dans ce chapitre permettent de conclure que l'initialisation des contraintes, lors des calculs par la méthode des éléments finis, a une influence non négligeable sur les résultats. Les tassements calculés peuvent dans certaines conditions varier de plus 70%. Les erreurs commises sur les valeurs du coefficient de pression des terres au repos se répercutent également, d'une part, sur le développement des déformations irréversibles au sein du massif de sol et, d'autre part, sur leur étendu. L'entrée en plasticité du massif de sol accentue l'influence de l'initialisation des contraintes sur les résultats des calculs par la méthode des éléments finis.

- Dans le cas d'un massif de sol en chargement, l'intervalle auquel appartient le coefficient de pression des terres au repos joue également un rôle considérable sur les rapports R^I et R^P .

En effet :

- pour un massif de sol faiblement chargé ($Q/Q_L < 0,5$), les résultats obtenus par la méthode des éléments finis sont plus sensibles à l'incertitude relative à la valeur du coefficient K_0 quand celle-ci est inférieure à 0,5 ;
- l'inverse est obtenu quand le massif de sol est fortement chargé ($Q/Q_L > 0,5$).

Cette variation de la sensibilité des résultats au coefficient K_0 en fonction de l'ordre de grandeur de la valeur du coefficient K_0 , d'une part, et du niveau de chargement et du coefficient de Poisson, d'autre part, a mis en évidence des zones à forte sensibilité (Z_s). Ces zones couvrent les niveaux de chargement pour lesquels les rapports R^I sont supérieurs à 30%. Ces valeurs de R^I traduisent une influence sensible de l'initialisation des contraintes sur les résultats des calculs par la méthode des éléments finis. La Figure 2. 25 montre que, quand le coefficient de pression des terres au repos est faible ($K_0 < 0,5$), la zone à forte sensibilité à l'initialisation des contraintes est comprise entre des niveaux de chargement de 10 et 55% de la charge limite. Pour des valeurs du coefficient de pression des terres au repos plus élevées ($K_0 > 0,5$) la zone à forte sensibilité à l'initialisation des contraintes est comprise entre 40 et 85 % de la charge limite. Les dimensionnements aux états limites de service limitent généralement le chargement des fondations aux deux-tiers de leur capacité portante. Par conséquent, les fondations sont généralement sollicitées dans leur zone à forte sensibilité à l'initialisation des contraintes.

L'influence du coefficient de pression des terres au repos sur le développement des déformations irréversibles dans le massif de sol est significative si le niveau de chargement du sol est compris entre 40 et 80% de la charge limite de la fondation.

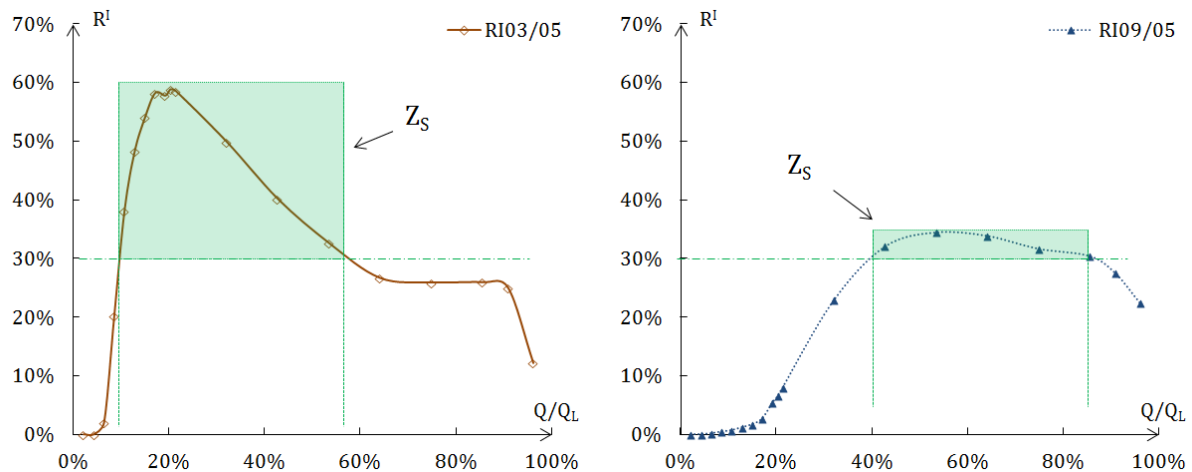


Figure 2. 25. Zone de forte sensibilité à l'initialisation des contraintes (Z_S)

- Dans le cas d'un massif de sol en déchargement, l'initialisation des contraintes impacte considérablement la déformabilité de l'ouvrage et du massif. Dans l'exemple étudié, le choix du coefficient de pression des terres au repos a des répercussions notables sur le déplacement maximal de l'écran et la localisation de ce déplacement par rapport au fond de fouille. Le coefficient K_0 , suivant le niveau d'excavation du massif, peut faire varier considérablement aussi bien l'effort repris par le bouton que le moment fléchissant dans l'écran. L'initialisation des contraintes joue également sur la stabilité globale de l'ouvrage. Par conséquent, elle influence la longueur minimale de la fiche.

Lors de la conception ou de la justification d'ouvrage géotechnique, l'ingénieur doit, si les conditions de chargement ou de déchargement de l'ouvrage coïncident avec celles énumérées ci-dessus, prendre en considération l'incertitude qui affecte la valeur du coefficient K_0 .

3 Chapitre III : Analyse numérique de l'initialisation des contraintes dans une pente

Résumé :

*Les travaux menés dans ce chapitre s'intéressent tout d'abord à l'initialisation des contraintes lors de la modélisation par éléments finis d'une pente naturelle au moyen du logiciel CESAR-LCPC. La répartition des contraintes dans le massif de sol est analysée. Cette analyse porte sur l'évolution du rapport des contraintes horizontales effectives sur les contraintes verticales effectives K^*_0 tout au long de la pente, d'une part, et sur l'étude des chemins de contrainte en des points spécifiques, d'autre part. In fine, l'influence de la géométrie du massif de sol (angle d'inclinaison du talus), du mode de formation de la pente et de la plasticité sur l'état de contrainte complète cette étude. Elle soulève, en conclusion, la nécessité de prendre en compte l'histoire géologique du massif lors de l'initialisation des contraintes. Le choix d'une loi de comportement et d'un critère de rupture adapté est fondamental afin de faire apparaître l'effet du mode de formation de la pente.*

Sommaire chapitre 3 :

3.1 Introduction

3.2 Champ initial des contraintes dans une pente : étude d'un cas de référence

3.2.1 Géométrie et caractéristiques mécaniques

3.2.2 Étude du champ de contraintes

3.2.3 Effet de la géométrie

3.3 Influence du mode de formation de la pente

3.3.1 Description des différents mécanismes de genèse d'une pente

3.3.2 Critère de rupture Mohr-Coulomb

3.3.3 Critère de rupture Cam-Clay modifié

3.4 Conclusion

3.1 Introduction

Le travail de synthèse bibliographique a exposé des méthodes d'approximation (par mesure ou par calcul) du champ initial des contraintes dans un massif de sol à surface horizontale. Cependant dans les massifs de sol de géométrie quelconque (présence de pente par exemple), la détermination des contraintes initiales constitue un problème plus complexe. En effet, le champ initial des contraintes dépend à la fois des paramètres cités dans l'étude bibliographique (type de sol et propriétés mécaniques, sollicitations, etc.) et également de l'état d'équilibre du massif. En l'absence de sollicitations extérieures, le massif de sol est en équilibre sous l'effet de la pesanteur, des conditions hydrauliques et d'éventuelles contraintes résiduelles apparues lors de sa formation (contraintes tectoniques, dépôts sédimentaires, phénomènes de cimentation ou d'érosion, altérations physicochimiques, etc.).

Ainsi, l'initialisation des contraintes dans un massif de sol de géométrie quelconque, lors des calculs par la méthode des éléments finis, nécessite la simulation de l'histoire géologique et anthropique du massif de sol.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les contraintes initiales présentes dans un massif de sol en pente. Ce chapitre analyse l'impact du mode d'initialisation sur ces contraintes. Il aborde ce problème en procédant à différentes modélisations numériques simulant la formation géologique du massif.

L'étude du champ initial des contraintes commence par la définition d'un cas de référence et l'analyse du champ des contraintes. Par la suite, les principaux modes de formation géologique d'une pente sont décrits et simulés lors des calculs. L'influence du mode de formation de la pente sur le champ initial des contraintes est traitée. Une étude paramétrique relative à la géométrie du massif, aux paramètres plastiques du sol, à la loi de comportement et au critère de rupture complète cette dernière partie.

Les calculs sont réalisés au moyen du logiciel CESAR-LCPC qui met en œuvre la méthode des éléments finis.

3.2 Contraintes initiales dans une pente : étude d'un cas de référence

Les contraintes initiales dans une pente, comme énoncé dans l'introduction, sont difficiles à approximer du fait de la méconnaissance des paramètres énumérés précédemment. Ainsi, lors d'un calcul par la méthode des éléments finis, l'initialisation des contraintes dans un massif en pente n'est faisable que numériquement. Cette première partie de l'étude menée dans ce chapitre est la définition d'un cas de référence avec des hypothèses simplifiées. L'analyse porte sur les contraintes horizontale et verticale dans le massif.

3.2.1 Géométrie et caractéristiques mécaniques

Le modèle étudié dans cette section est un talus avec une pente de 20% et qui s'étend sur 100 m. Le massif modélisé fait 250 m de long et 70 m de haut. Le maillage est présenté sur la Figure 3. 1a. Il est constitué de 4677 nœuds et de 1630 éléments à interpolation quadratique. Ces éléments sont des triangles à 6 nœuds avec 6 points de Gauss ou des quadrilatères à 8 nœuds avec 9 points de Gauss.

L'analyse est faite en déformation plane avec des conditions aux limites relatives aux déplacements. Les déplacements latéraux et verticaux sont bloqués respectivement sur les frontières latérales et à la base du modèle.

Le sol suit une loi de comportement élastique linéaire. Ses propriétés mécaniques sont données dans le Tableau 3.1. Des lignes de coupes horizontales (L) et verticales (V) permettent d'analyser les contraintes horizontales et verticales le long du massif et en profondeur. Elles sont illustrées sur la Figure 3. 1b. Afin de simplifier l'analyse, le massif est subdivisé en trois zones (zone A, zone B et zone C).

Tableau 3.1. Paramètres élastiques du massif de sol.

Module d'Young E (MPa)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Coefficient de Poisson ν
20	19	0,3

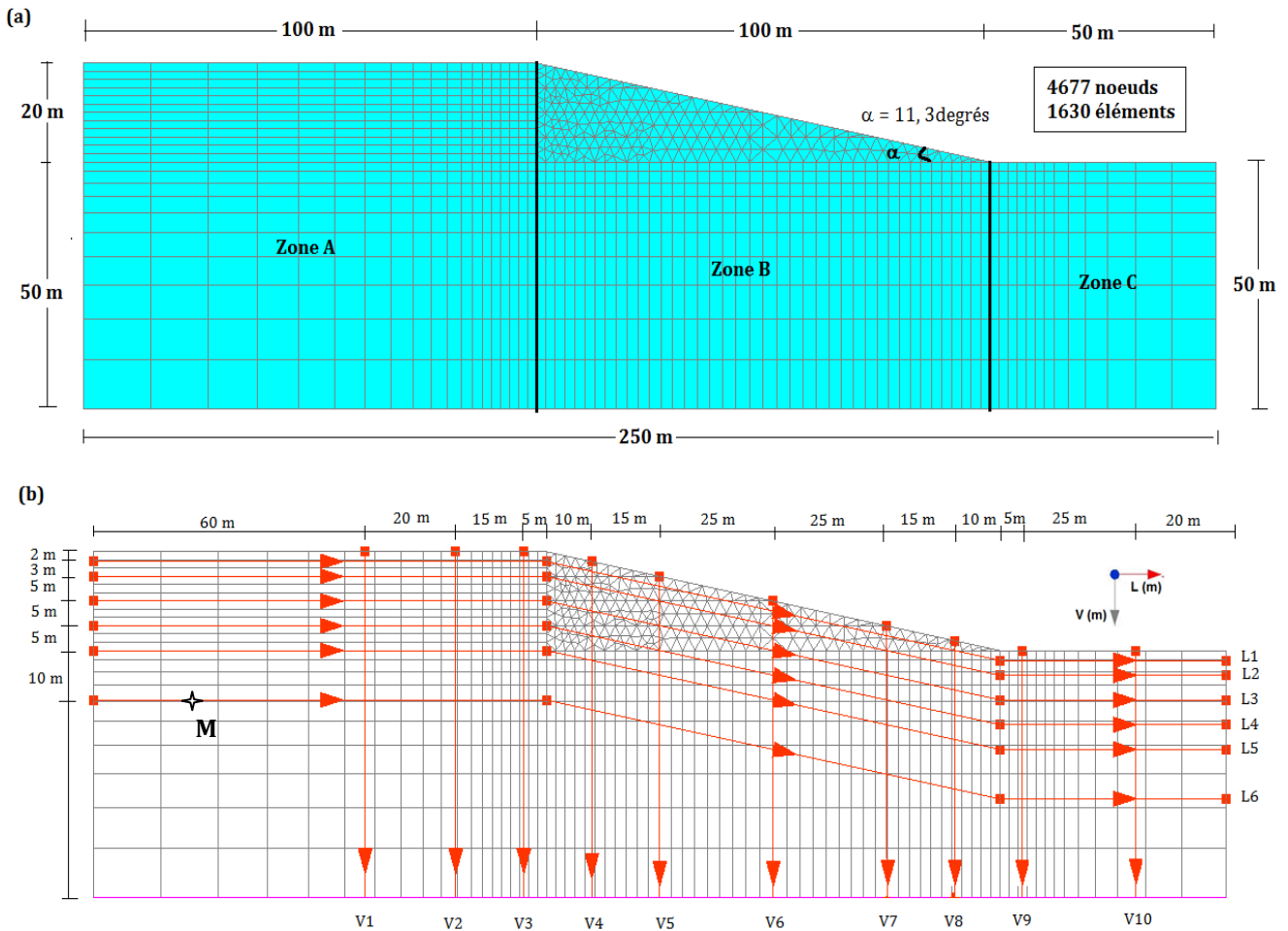


Figure 3. 1. Massif de sol en pente avec $\alpha = 11,3^\circ$. (a) Maillage et géométrie du massif.
(b) Cote des lignes de coupe verticales (V) et horizontales (L).

3.2.2 Étude du champ de contraintes

Les analyses menées portent sur la répartition des contraintes initiales dans une pente naturelle. Elles s'intéressent à l'évolution des contraintes (horizontales et verticales), d'une part, et à la variation du rapport entre les contraintes horizontale et verticale $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$, d'autre part, suivant les lignes de coupes verticales et horizontales présentées sur la Figure 3. 1b. Les contraintes horizontales σ_h et verticales σ_v sont les contraintes appliquées au sol dans les directions horizontale et verticale. Elles sont différentes des contraintes principales

3.2.2.1 Évolution des contraintes le long du massif

Soit M un point se déplaçant le long des lignes horizontales L2 (5 m de la surface), L3 (10 m de la surface), L4 (15 m de la surface) et L6 (30 m de la surface) (Figure 3. 1b). La Figure 3. 2

présente la variation de la contrainte verticale σ_v et la Figure 3. 3 celle de la contrainte horizontale σ_h au point M, quand ce dernier se déplace sur les lignes spécifiées. La Figure 3. 2 montre qu'à une profondeur donnée la contrainte verticale au point M peut être considérée comme constante le long du massif de sol. Les courbes présentent quelques irrégularités au niveau des points de rupture de pente, qui s'expliquent par la géométrie du modèle et la présence de points anguleux au niveau des points de rupture de pente.

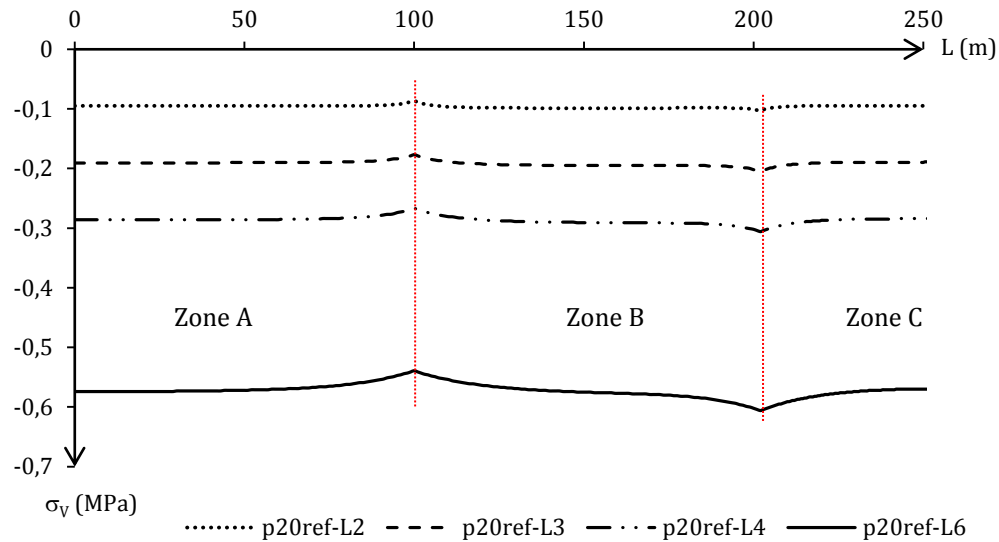


Figure 3. 2. Évolution des contraintes verticales le long des lignes de coupes horizontales (L2, L3, L4 et L6)

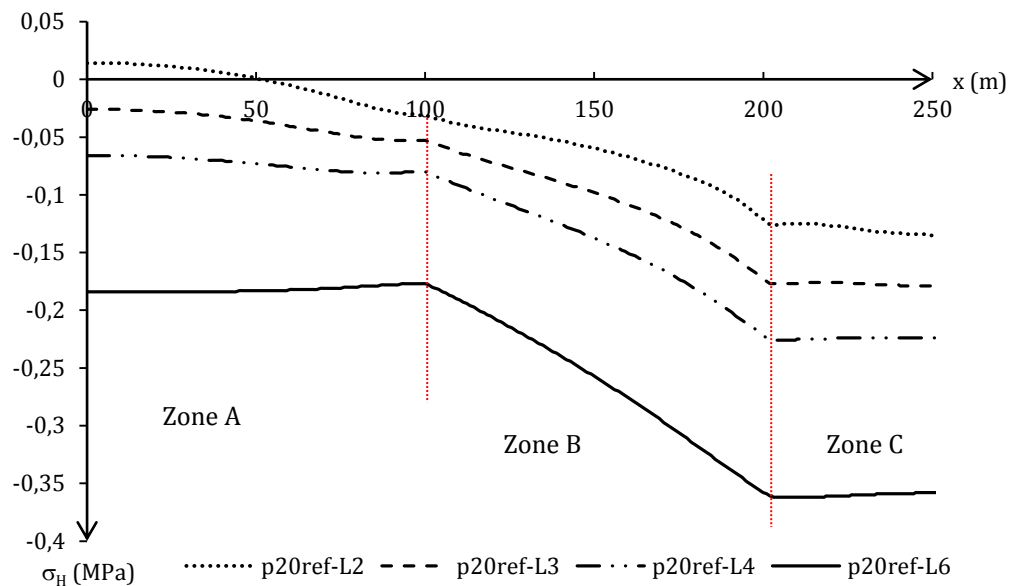


Figure 3. 3. Évolution des contraintes horizontales le long des lignes de coupes horizontales (L2, L3 et L6)

La Figure 3. 3 présente les contraintes horizontales au point M le long des lignes horizontales (L2, L3, L4 et L6). Elle montre que les contraintes horizontales varient d'une zone à l'autre.

- Le long de la ligne de coupe L2, les contraintes σ_h croissent dans les zones A et B au fur et à mesure que le point M se déplace du haut du talus vers le bas. Les contraintes horizontales (σ_h) sont constantes dans la zone C. Nous notons également, au voisinage de la limite latérale du maillage (en haut de talus), un changement de signe des contraintes horizontales (Figure 3. 3 ligne L2). Elles y sont positives alors que pour le reste du massif les contraintes horizontales sont de signe négatif. La convention de signe définie dans CESAR-LCPC considère les contraintes de compression comme étant négatives et les contraintes de traction comme étant positives. Les conditions de non déplacement latéral imposées sur les bords latéraux du modèle expliquent, avec l'action du poids des terres au niveau du talus, la présence de zones tendues au voisinage de la limite latérale du maillage (dans la zone A). Au fur et à mesure que le point M s'éloigne du bord, le sol passe d'un état tendu à un état comprimé.
- Les contraintes horizontales, le long des lignes L3, L4 et L6, subissent des variations minimales dans la zone A. Ces variations diminuent d'avantage au fur et à mesure que la profondeur augmente. Dans la zone B, les contraintes horizontales augmentent considérablement quand le point M s'éloigne du haut du talus.

L'accroissement des contraintes horizontales, noté dans la zone B et sur toutes les lignes « Li », s'expliquerait par la présence de la pente. Le poids des terres tend à entraîner le talus dans un mouvement qui suit le mécanisme de glissement des talus. Ainsi, le talus a tendance à tirer sur la partie haute du massif (haut de talus). Cette tension exercée sur le haut du talus, qui augmente au fur et à mesure que le point M se rapproche du point de rupture de pente, diminue les contraintes de compression notées dans cette zone. La présence du talus exerce également, à travers le même mécanisme que précédemment, une pression sur la partie basse du massif de sol (bas de talus), d'où l'accroissement des contraintes horizontales.

La Figure 3. 3 montre également que l'évolution des contraintes horizontales dépend de la profondeur du point M. Ce point est traité par suite avec des analyses menées sur les lignes de coupes verticales.

La comparaison des contraintes qui règnent à des profondeurs différentes est facilitée par l'utilisation du rapport des contraintes horizontales effectives sur les contraintes verticales

effectives car il est sans unité. Pour la suite, l'analyse menée dans cette section s'intéresse à ce rapport de contrainte.

L'évolution, avec la profondeur, du rapport de contrainte spécifié précédemment est suivie dans chacune des trois zones A, B et C.

3.2.2.2 Évolution du rapport des contraintes le long du massif

Le coefficient de pression des terres au repos, dans le cas d'un massif de sol à surface horizontale, est le rapport des contraintes effectives horizontales et verticales, qui sont aussi les contraintes principales. Si le massif de sol suit une loi de comportement élastique linéaire isotrope, alors, le coefficient de pression des terres au repos est lié au coefficient de Poisson (ν) par la relation $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ avec ν étant le coefficient de Poisson (*chapitre 1*).

En présence d'une pente, les directions des contraintes principales changent. Afin d'éviter toute confusion, le rapport entre contraintes horizontales et contraintes verticales en présence d'une pente est différencié, en termes de notation, du coefficient de pression des terres au repos d'un massif de sol à surface horizontale. Il est noté K^*_0 . Ces contraintes horizontale et verticale ne sont pas les contraintes principales. Néanmoins pour des raisons pratiques et des commodités de mesure, elles sont utilisées pour la définition du rapport K^*_0 .

Dans le cadre des calculs réalisés dans ce chapitre, le coefficient de Poisson vaut 0,3. De ce fait, la valeur du coefficient K_0 pour un massif de sol à surface horizontale, présentant les mêmes caractéristiques mécaniques que ceux définis précédemment, vaut 0,42. Cette valeur du coefficient K_0 sert de référence.

La Figure 3. 4 représente l'évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupes proches de la surface (L2 par exemple). Elle montre que les valeurs du coefficient K^*_0 varient considérablement d'une zone à l'autre. L'analyse des courbes de la Figure 3. 4 est donc faite par zone.

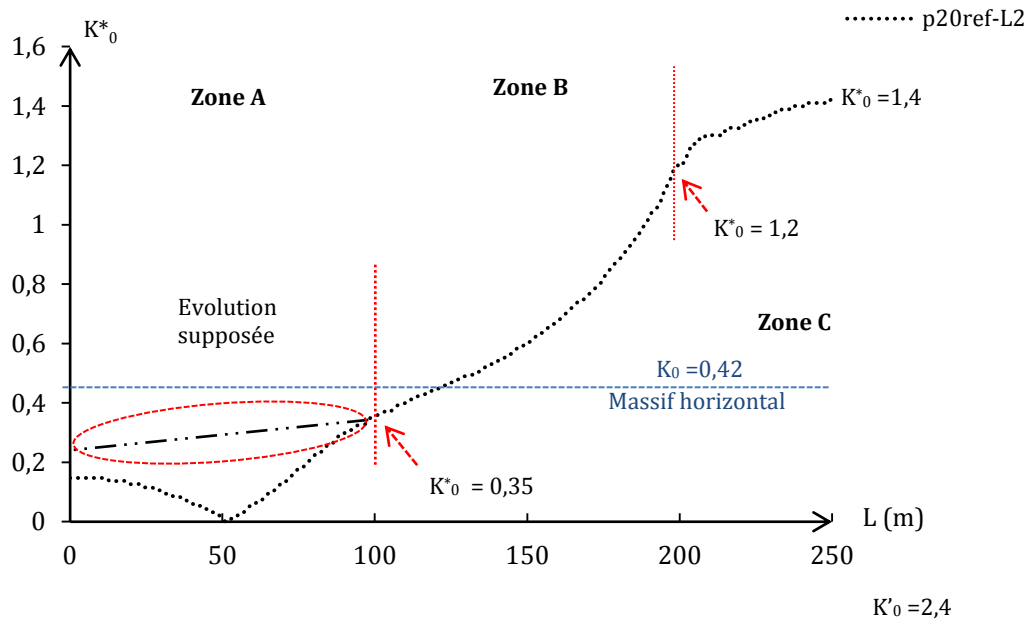


Figure 3. 4. Évolution du coefficient K'_0 le long de la ligne de coupe L2 (5 m)
(cas de référence en élasticité avec une inclinaison de 11,3 degrés)

- Dans la zone A, la Figure 3. 4 montre que le coefficient K'_0 (le long de la ligne de coupe L2) diminue puis augmente. Cette évolution, décroissante puis croissante, s'explique par la présence de contraintes de traction au voisinage des limites du modèle. Cette variation des contraintes horizontales est d'ordre numérique et ne reflète pas un comportement réaliste du massif de sol. Elle peut aussi être due au choix d'un comportement élastique du sol. Cette hypothèse est vérifiée plus loin. Quand le point M s'éloigne de la pente, les valeurs du rapport K'_0 devraient, à priori, se rapprocher de 0,42. L'hypothèse d'un effet de bord sur les limites du modèle peut éventuellement être émise malgré le fait qu'un maillage avec des dimensions plus grandes a conduit au même constat. Compte tenu de l'évolution des contraintes horizontales données sur la Figure 3. 3, nous supposons que l'évolution, dans la zone A, du coefficient K'_0 , est légèrement croissante le long de la ligne de coupe L2. Cette évolution supposée du coefficient K'_0 est mise en relief sur la Figure 3. 4.
- Dans la zone B, le coefficient K'_0 croît significativement. Il varie, le long de la ligne de coupe L2, de 0,35 à 1,2.
- Dans la zone C, le coefficient K'_0 augmente légèrement au fur et à mesure que le point M s'éloigne du talus et finit par se stabiliser. La valeur de K'_0 passe de 1,2 au point de rupture de pente à 1,4.

La Figure 3. 5 illustre l'évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupes situées plus en profondeur (L3, L4 et L6).

- Dans la zone A, le coefficient K^*_0 augmente au fur et à mesure que le point M se rapproche du point de rupture de pente. Cette variation est d'autant plus significative que la ligne de coupe étudiée est proche de la surface du massif. En effet, le coefficient K^*_0 varie respectivement de 0,13 à 0,3 et de 0,23 à 0,3 le long des lignes de coupe L3 et L4. Il est constant le long de la ligne de coupe L6 (variation nulle). Les valeurs du coefficient K^*_0 obtenues dans cette zone sont, quelle que soit la ligne de coupe considérée, inférieures au coefficient K_0 du massif de sol à surface horizontale.
- Dans la zone C, les courbes d'évolution du coefficient K^*_0 , le long des lignes de coupes en profondeur (10 m à 30 m de la surface du massif), mettent en évidence de faibles variations de K^*_0 . Le coefficient K^*_0 est constant à partir d'une dizaine de mètres après le point de rupture de pente.

Dans la zone A, l'éloignement de la surface du massif se manifeste par une augmentation du coefficient K^*_0 . L'inverse se produit dans la zone C.

- Dans la zone B, quand le point d'étude M se déplace du haut du talus vers le bas, le coefficient K^*_0 relevé au point M augmente. La tendance du coefficient K^*_0 à croître est présente aux différentes profondeurs étudiées (L2, L3, L4, L6). La variation du coefficient K^*_0 , dans la zone B, est d'autant plus importante que le point M est proche de la surface du massif. En effet, la valeur du coefficient K^*_0 varie de 0,35 à 1,2 pour la ligne de coupe L2 (5 m de profondeur) et de 0,32 à 0,6 pour la ligne de coupe L6 (30 m de profondeur). La même tendance est notée sur les autres lignes de coupe prises en compte dans l'étude.

La suite de l'étude se focalise sur la zone B où la variabilité du coefficient K^*_0 est la plus significative. Appelons $\Delta K^*_{0/L_i}$ la variation du coefficient K^*_0 obtenue dans la zone B quand le point M se déplace le long de la ligne de coupe L_i (Figure 3. 5). L'analyse de la Figure 3. 5 montre que $\Delta K^*_{0/L_i}$ diminue quand le point M s'éloigne de la surface du massif. Elle vaut respectivement 0,7, 0,5 et 0,3 pour les lignes de coupes L3, L4 et L6.

La Figure 3. 6 représente l'évolution de $\Delta K^*_{0/Li}$, définie précédemment, en fonction de la profondeur (z) du point M. Elle montre une nette diminution de $\Delta K^*_{0/Li}$ avec l'éloignement du point M de la surface du massif. Cette baisse de l'écart au niveau du coefficient K^*_0 , entre les deux points de rupture de la pente, traduit une diminution de l'effet de la pente sur le rapport K^*_0 . Nous pouvons ainsi affirmer, sans réel risque d'erreur, que la variation du coefficient K^*_0 relevée tout au long du massif est due à la présence de la pente.

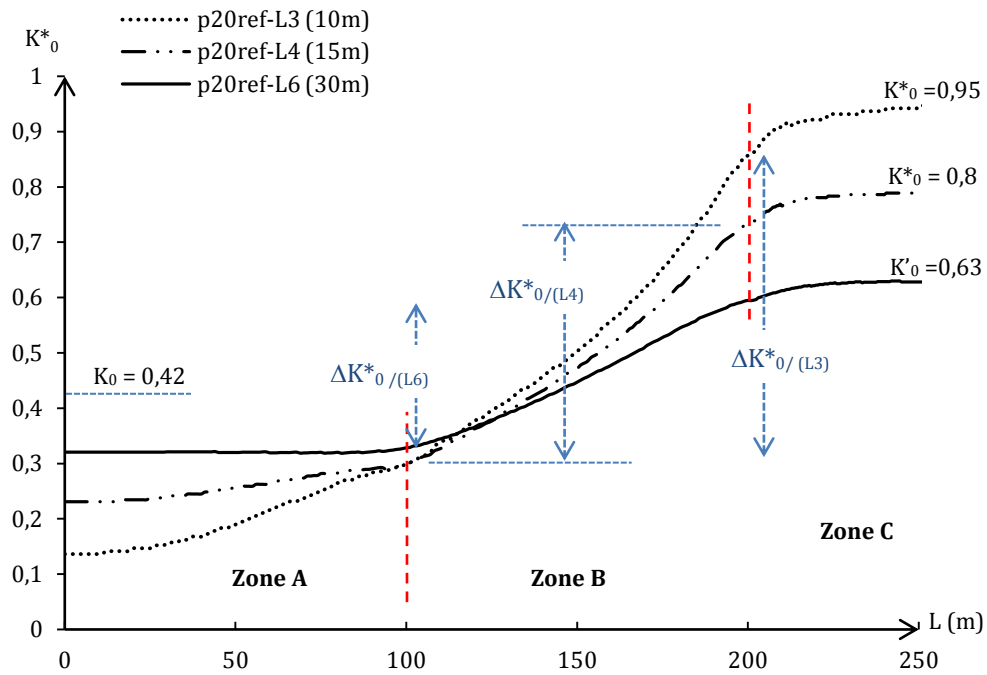


Figure 3. 5 Évolution du coefficient K'_0 le long des lignes de coupe horizontales (L3, L4, et L6) (cas de référence en élasticité avec une inclinaison de 11,3 degrés)

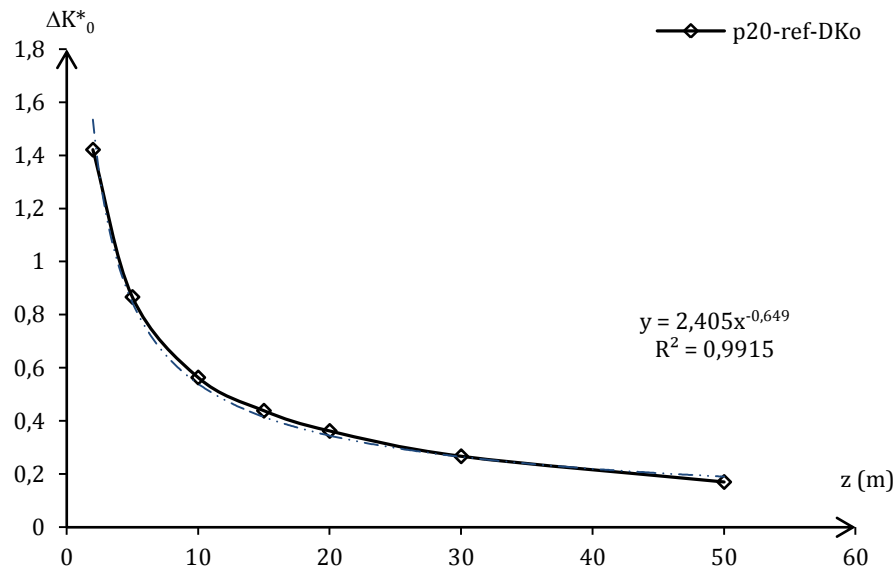


Figure 3. 6 Évolution de ΔK^*_0 avec la profondeur
(cas de référence en élasticité avec une inclinaison de 11,3 degrés)

3.2.2.3 Évolution du rapport des contraintes avec la profondeur

La variation du rapport K^*_0 en fonction de la profondeur est abordée dans cette section. Elle analyse l'évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupe verticales. Ces dernières sont regroupées en zone.

- Dans la zone A, l'évolution du coefficient K^*_0 au point M est illustrée sur la Figure 3. 7. Le point d'étude M se déplace le long des lignes de coupe V1, V2 et V3, situées respectivement à 40 m, 20m et 5 m du point de rupture de pente. La Figure 3. 7 montre que :
 - si le point M se situe à une profondeur z de la surface du massif, inférieure à 18 m, alors le rapport des contraintes en ce point peut dépendre de l'éloignement du point considéré par rapport au point de rupture de pente. En effet, à ces profondeurs, le coefficient K^*_0 est d'autant plus grand que le point M est proche du talus. Cette baisse du coefficient K^*_0 , quand le point considéré s'éloigne du talus, est due à la diminution de la contrainte horizontale notée sur la ligne de coupe L2 (se référer à l'analyse des contraintes faite de la Figure 3. 3). Cette profondeur, qui vaut 18 m dans cette étude, est nommée profondeur caractéristique « Z_C » et s'exprime en mètre. Ce terme est utilisé dans la suite de l'étude.
 - À une des profondeurs très faibles, ($z < 2$ m), le coefficient K^*_0 obtenu est supérieur au coefficient K_0 du massif de sol à surface horizontale ;

- Au delà de 2 m de profondeur, le coefficient K^*_0 est inférieur au coefficient K_0 du massif de sol à surface horizontale ($K_0 = 0,42$) ;
- Si le point M se situe à une profondeur z de la surface du massif telle que z supérieure à Z_C ($z > 18$ m) alors, le coefficient K^*_0 reste constant le long du massif. Les différentes lignes de coupe verticales fournissent (dans la zone A) les mêmes valeurs du coefficient K^*_0 ;
- Quand $z > Z_C$, le coefficient K^*_0 augmente avec la profondeur et tend à se rapprocher du coefficient de pression des terres au repos du massif de sol à surface horizontale ($K_0 = 0,42$). À 18 m de profondeur, la présence de la pente engendre une baisse du rapport entre les contraintes horizontale et verticale de l'ordre de 40 % (passage de $K_0 = 0,42$ à $K^*_0 = 0,3$) ;
- Les valeurs du coefficient K^*_0 se rapprochent de la valeur du coefficient K_0 quand la profondeur augmente. Une augmentation de la hauteur du massif lors de la modélisation donnerait des informations supplémentaires sur le rapprochement du coefficient K^*_0 et du coefficient K_0 .

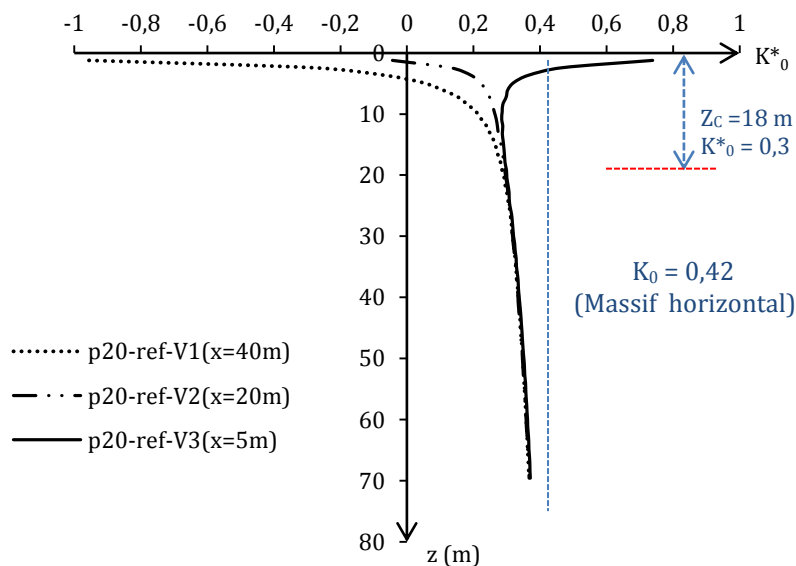


Figure 3. 7. Évolution du coefficient K_0 le long des lignes de coupe verticales (V1, V2, et V3)
(cas de référence en élasticité avec angle $\alpha = 11,3$ degrés d'où un pendage de 20%)

- Dans la zone B, les lignes de coupe V4, V5, V6, V7 et V8 permettent de suivre le rapport des contraintes (K^*_0) en fonction de la profondeur. Le point d'étude M se déplace le long

de ces lignes de coupe et de la surface du massif vers le fond. L'évolution du coefficient K^*_0 , au point d'étude M, est représentée sur la Figure 3. 8. Elle met en évidence :

- des valeurs du coefficient K^*_0 supérieures à 1 au voisinage de la surface du massif ;
- à des profondeurs relativement faibles ($z < 10$ m), une baisse de la valeur du coefficient K^*_0 avec l'éloignement du point M de la surface du massif. Cette diminution du coefficient K^*_0 est notée, avec une ampleur variable, sur l'ensemble des lignes de coupe verticales ;
- à des profondeurs plus importantes ($z > 10$ m), une hausse ou une baisse du coefficient K^*_0 avec la profondeur selon que le point M est plus proche du haut ou du bas de talus. En effet, quand le point M se déplace le long de la ligne de coupe V4, plus proche du haut du talus, le coefficient K^*_0 augmente avec la profondeur ; alors que, sur la ligne de coupe V8, le coefficient K^*_0 décroît avec la profondeur. Quand le point M se déplace sur la ligne de coupe V6, située à équidistance des deux points de rupture de pente, le coefficient K^*_0 est indépendant de la profondeur. Il vaut sensiblement 0,42. Les valeurs du coefficient K^*_0 convergent vers la valeur 0,42 quand la profondeur augmente.

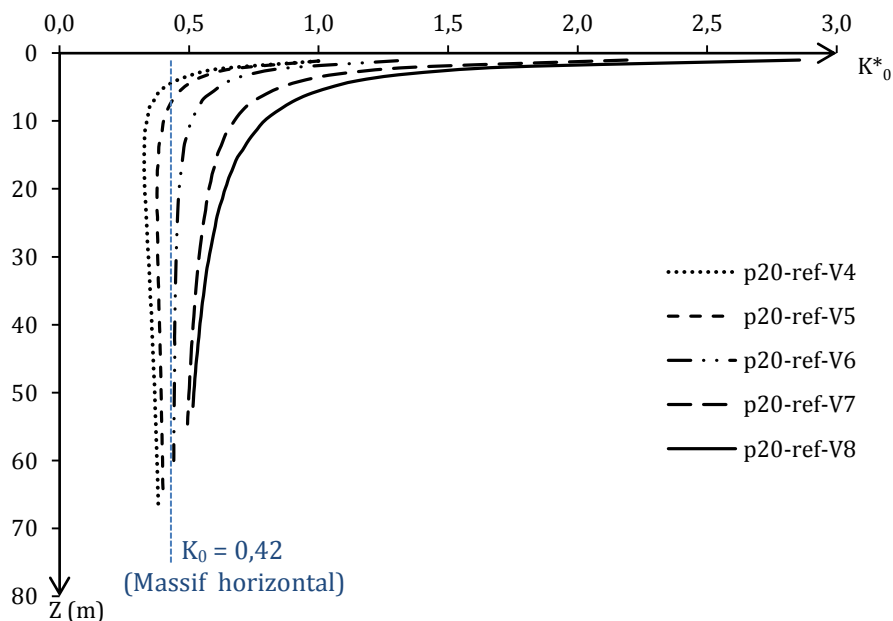


Figure 3. 8. Évolution du coefficient K_0 le long des lignes de coupe verticales (V4, V5, V6, V7 et V8)
(cas de référence en élasticité avec une inclinaison de 11,3 degrés d'où une pente de 20%)

- Dans la zone C, sont considérées les lignes V9 et V10. Les deux lignes de coupes étudiées sont situées respectivement à 5 m et 30 m du point de rupture de pente. Les différentes valeurs du coefficient K^*_0 au point M, se déplaçant le long de ces lignes de coupe et de la surface du massif vers le fond, sont présentées sur la Figure 3. 9. Cette dernière montre que:
 - les valeurs du coefficient K^*_0 obtenues sur les deux lignes de coupe sont identiques ;
 - à de faibles profondeurs ($z < 10$ m), le coefficient K^*_0 diminue fortement avec la profondeur ;
 - à de plus grandes profondeurs ($z > 10$ m), le coefficient K^*_0 baisse légèrement avec la profondeur. Au fur et à mesure que le point M s'éloigne de la surface, les valeurs du coefficient K^*_0 sur ces lignes de coupe, tendent vers la valeur du coefficient K_0 du massif de sol à surface horizontale. Les valeurs du coefficient K^*_0 restent néanmoins supérieures à celle du coefficient de pression des terres au repos du massif de sol à surface horizontale.

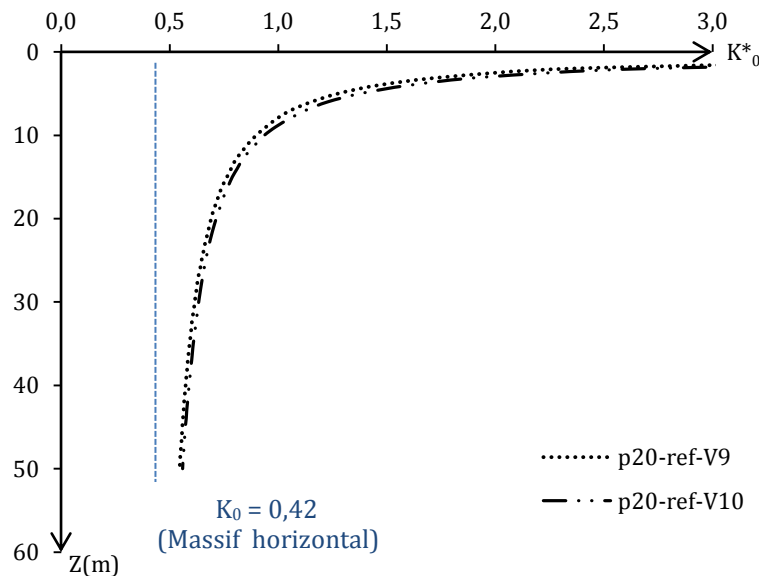


Figure 3. 9. Évolution du coefficient K_0 le long des lignes de coupe verticales (V9, V10) (cas de référence en élasticité avec une inclinaison de 11,3 degrés d'où une pente de 20%)

L'analyse des calculs réalisés dans cette partie permet de conclure que :

- la présence de la pente entraîne aux abords de la surface du massif (quel que soit l'emplacement du point M) un accroissement notable des contraintes horizontales. La contrainte verticale étant constante le long du massif (analyse figure 3.2),

l'augmentation significative de la contrainte horizontale se traduit par une forte augmentation du rapport entre les contraintes effectives horizontale et verticale (

$$K^*_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} ;$$

- l'état comprimé ou tendu du massif de sol diffère suivant les zones d'étude (zone A partiellement tendue et zones B et C comprimées). Cet état de traction partielle ou de compression est dû au talus qui, par le mouvement qu'il est susceptible de générer, développe des contraintes de traction sur une partie du haut du talus et des contraintes de compression sur le bas du talus ;
- suivant la profondeur du point M, l'effet de la pente est plus ou moins important. L'augmentation de la profondeur du point M se traduit par une hausse ou une baisse de la valeur du coefficient K^*_0 qui tend vers la valeur du coefficient de pression des terres au repos d'un massif de sol à surface horizontale. Cette tendance qu'a le coefficient K^*_0 à se rapprocher, avec la profondeur, de la valeur du coefficient K_0 du massif de sol à surface horizontale, prouve que l'effet de la pente (le massif étudié) sur les contraintes initiales a tendance à s'estomper avec la profondeur. Cette conclusion est mise en évidence par la Figure 3. 6 qui montre une forte baisse de ΔK^*_0 avec l'augmentation de la profondeur.

3.2.3 Effet du pendage du talus sur le rapport K^*_0

Afin de mieux cerner l'impact de la pente sur le rapport K^*_0 , une étude paramétrique relative au pendage du massif de sol est réalisée. L'étude porte sur les 3 zones (A, B et C) du massif de sol. Elle s'intéresse à l'effet de l'angle d'inclinaison du talus sur la profondeur caractéristique définie précédemment dans la zone A (Z_C), d'une part, et sur l'évolution de ΔK^*_0 en fonction de la profondeur, d'autre part. L'analyse menée porte sur trois massifs de sol (P20, P40 et P60) correspondant à des pentes de 20%, 40% et 60% (Figure 3. 10). La largeur du talus est gardée fixe, au détriment de la hauteur, afin de faciliter la comparaison entre deux massifs de géométries différentes. Une augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente se traduit, ainsi, par une augmentation de la hauteur du talus.

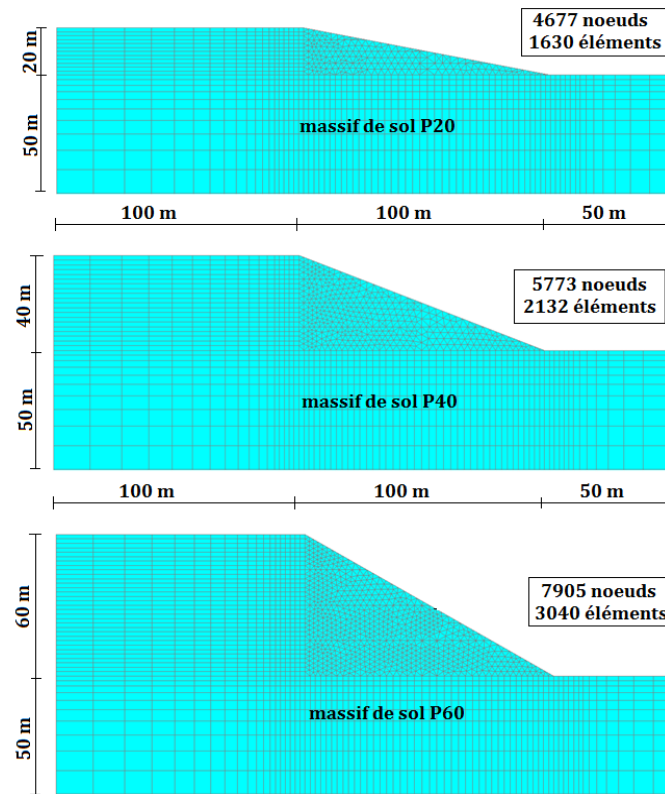


Figure 3. 10 Massifs de sol étudiés (P20, P40, P60)

- Zone A et C :

Les figures 3.11 (a, b et c) représentent l'évolution du coefficient K^*_0 dans la zone A, pour les trois massifs de sol étudiés. Elles appuient l'existence d'une profondeur caractéristique, Z_C , à partir de laquelle la position du point M par rapport au point de rupture de pente est sans effet sur la valeur du coefficient K^*_0 . Cependant, la valeur de Z_C est impactée par l'angle d'inclinaison du talus. En effet, elle vaut respectivement 18 m, 22,5 m et 29 m pour les massifs de sol P20, P40 et P60. La Figure 3. 11d montre également que les valeurs du coefficient K^*_0 , à cette profondeur caractéristique Z_C et au-delà, peuvent être considérées comme étant indépendantes de l'angle d'inclinaison du talus.

L'évolution du coefficient K^*_0 dans la zone C des trois massifs de sol étudiés est donnée par la Figure 3. 12 (a, b, c). L'analyse des courbes s'accorde à la conclusion formulée précédemment qui est relative à l'indépendance du rapport K^*_0 vis-à-vis de l'éloignement du point M par rapport au point de rupture de pente situé en bas de talus. De plus, la Figure 3. 12d montre

qu'une hausse de l'angle d'inclinaison du talus se traduit par une augmentation de la valeur du coefficient K^*_0 .

- Zone B

La Figure 3. 13d montre que l'écart entre les courbes de la ligne de coupe V4 et celles de la ligne de coupe V8 augmente avec la pente du talus. Ce constat est plus remarquable sur la Figure 3. 14d qui trace la variation de ΔK^*_0 en fonction de la profondeur pour les 3 massifs de sol étudiés. Les trois courbes d'évolution de ΔK^*_0 en fonction de la profondeur, pour les trois massifs de sol, peuvent être approchées par une fonction logarithmique du type de l'équation (E3.1).

$$\Delta K^*_0 = \frac{a_p}{z^{b_p}} \quad , \quad (E3. 1)$$

avec a_p et b_p les coefficients tirés des expressions des courbes de tendance, qui dépendent de la pente du talus. Le Tableau 3. 2 récapitule les valeurs des paramètres a_p et b_p . L'indice « p » fait référence à la pente du talus.

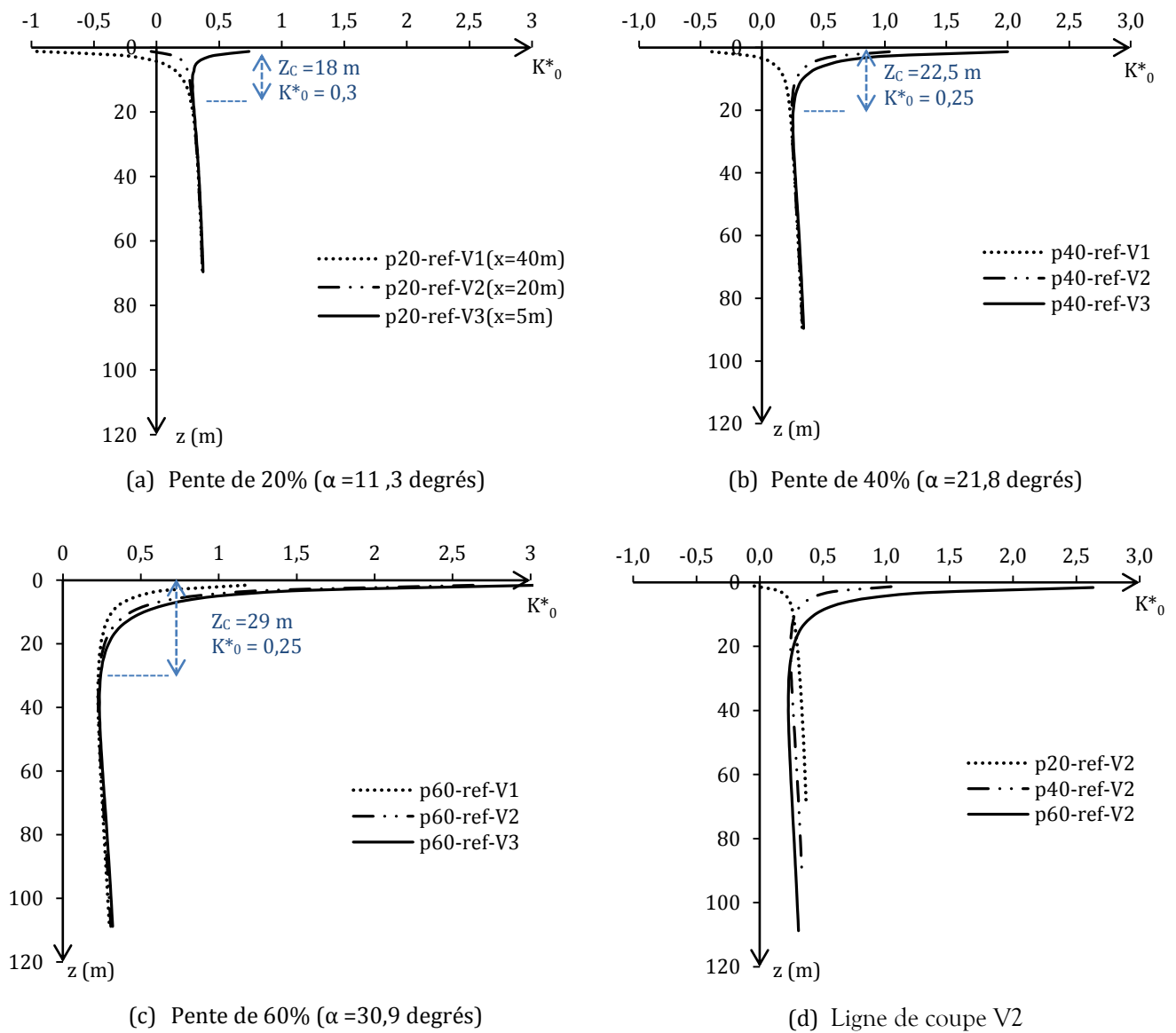


Figure 3. 11. Évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupe verticales (V1, V2 et V3) dans la **zone A**.

(a) Pente de 20%, (b) pente de 40%, (c) pente à 60% et (d) comparaison sur différentes pentes

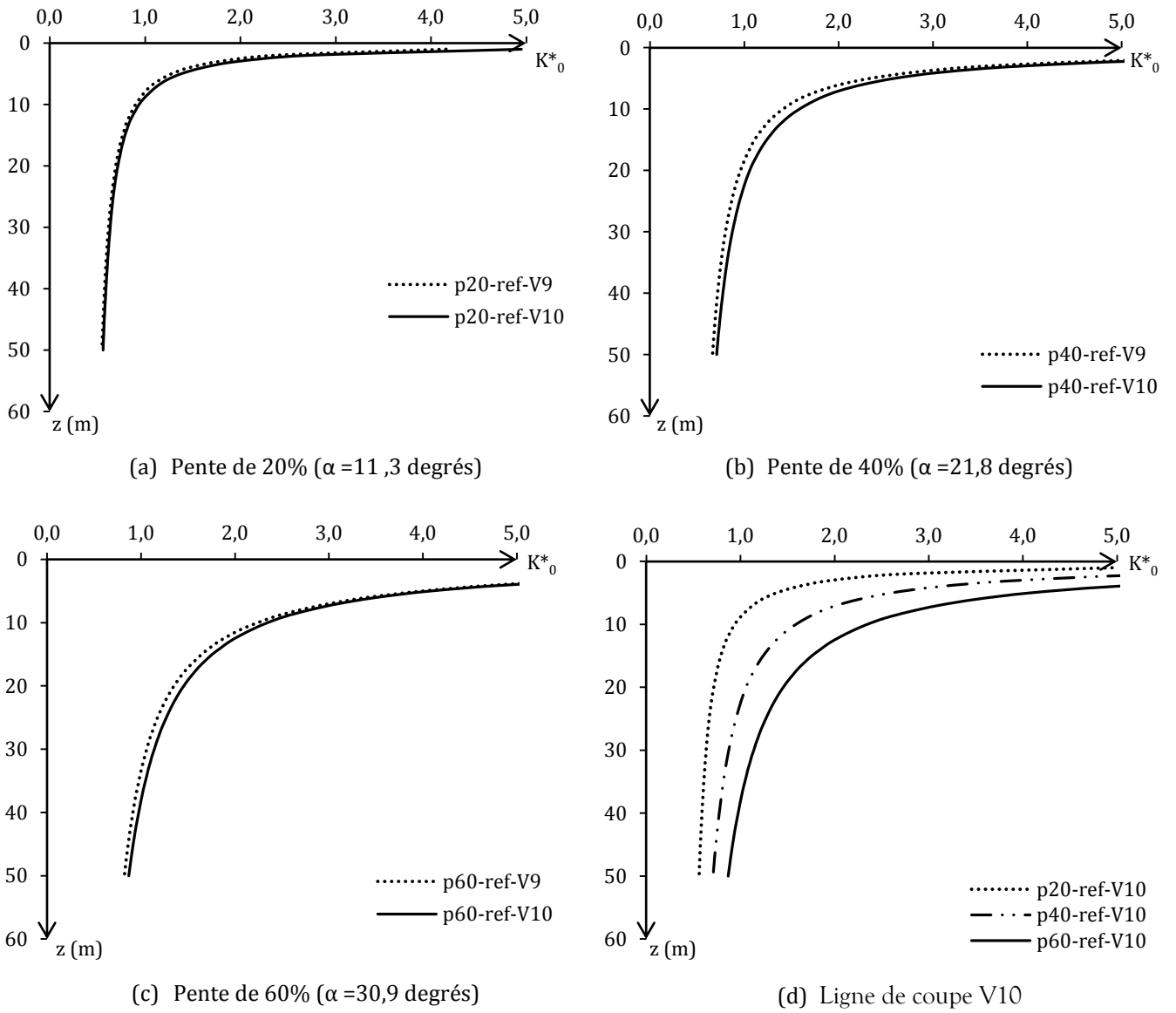


Figure 3.12. Évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupe verticales (V9 et V10)
(a) Pente de 20%, (b) pente de 40%, (c) pente de 60% et (d) comparaison sur différentes pentes. **Zone C**

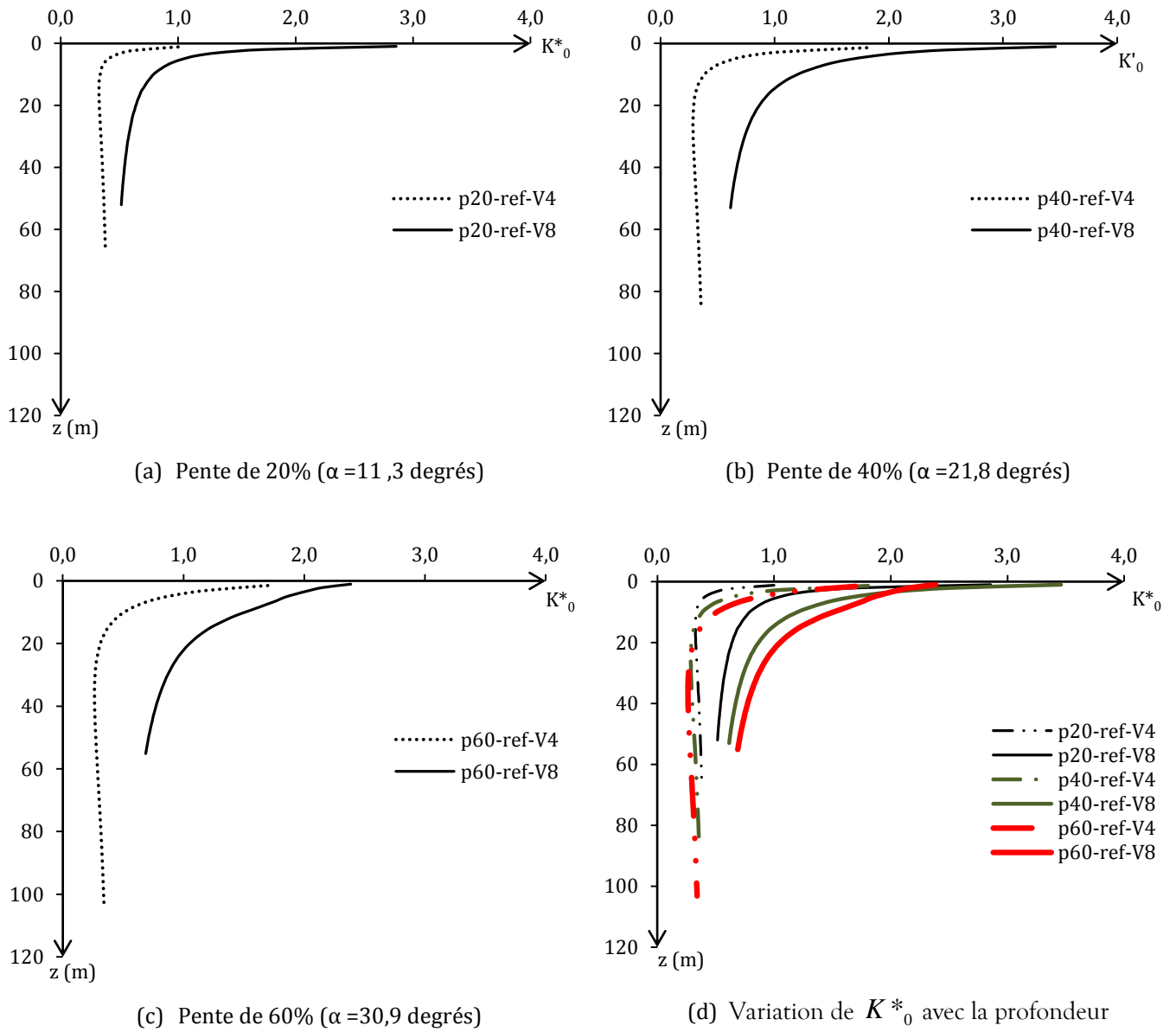


Figure 3. 13. Évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupe verticales (V4 et V8)
 (a) Pente de 20%, (b) pente de 40%, (c) pendage à 60% et (d) comparaison sur différentes pentes

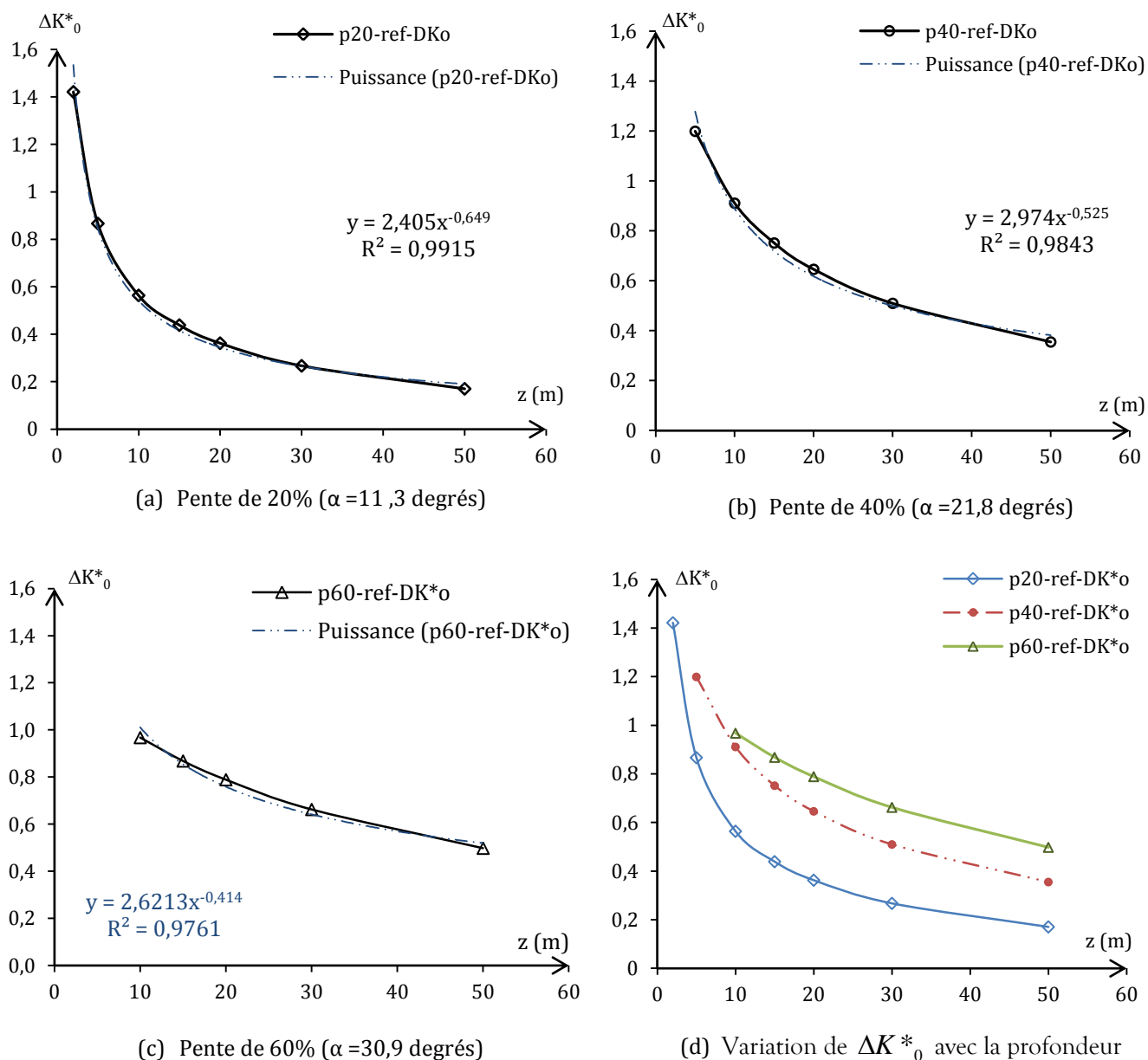


Figure 3. 14. Évolution du coefficient ΔK^*_0 avec la profondeur (zone B)
 (a) Pente de 20%, (b) pente de 40%, (c) pente de 60% et (d) comparaison sur différentes pentes

Tableau 3. 2. Valeur des paramètres a_p et b_p .

pente (%)	a_p	b_p
20	2,4	0,65
40	2,97	0,53
60	2,62	0,41

3.3 Influence du mode de formation de la pente

L'histoire géologique d'un massif fait jouer un rôle important sur le champ initial des contraintes. Les travaux menés dans cette section s'intéressent à leur prise en compte par une simulation de la formation de la pente. Les calculs réalisés simulent les principaux mécanismes susceptibles d'intervenir lors de la formation du massif (érosion, sédimentation, fonte de glacier ou disparition d'une surcharge importante).

3.3.1 Présentation des différents mécanismes de genèse d'une pente.

3.3.1.1 Description des mécanismes

La genèse d'une pente, d'un point de vue géotechnique, se matérialise suivant différents mécanismes. Ces derniers peuvent être d'origine naturelle ou anthropique. Bornarel (1999) a, dans le cadre de ses travaux, regroupé les modes de genèse d'une pente en trois principaux mécanismes :

- massif de sol en pente obtenue suite à un principe de sédimentation. Le mécanisme associé est le dépôt ;
- massif de sol en pente obtenue suite à un phénomène d'érosion. Le mécanisme associé est le déblai ;
- massif de sol en pente formé suite à la disparition d'une surcharge historique. Le mécanisme associé est la surcharge suivie du déblai.

Le Tableau 3. 3 donne un récapitulatif des mécanismes et de leur origine.

Tableau 3. 3. Mécanisme de genèse d'une pente [Bornarel, 1999]

Mécanisme	Origine géologique	Origine anthropique
Dépôt	Dépôt naturel (éboulis, alluvions)	Remblai
Déblai	Érosion naturelle	Excavation
Surcharge et déblai	Surcharge historique disparue (glacier, érosion en masse)	Excavation en masse

L'effet de ces différents modes de formation sur l'initialisation des contraintes est traité dans cette partie. Cette présente étude propose trois simulations du mode de formation de la pente et des comparaisons entre elles :

- la première représente un massif de sol en pente avec un comportement élastique. C'est le cas de référence noté « REF ». Les propriétés élastiques du massif sont rappelées dans le Tableau 3. 5. Cette première simulation est traitée dans la première partie du présent chapitre (§3.2) ;
- le deuxième modèle représente un massif de sol à surface horizontale qui a subi une érosion le ramenant à un massif de sol en pente. Il est noté « GN1 ». La simulation est faite par l'excavation d'un massif de sol à surface horizontale. Elle est réalisée en deux phases :
 - la première phase illustre le tassement sous le poids propre du massif de sol à surface horizontale. Le comportement du sol durant cette étape est élastique linéaire ;
 - la deuxième phase correspond à l'excavation du massif de sol. Durant cette phase, le sol a soit un comportement élastoplastique parfait avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, soit un comportement élastoplastique avec écrouissage avec le critère de rupture Cam-Clay modifié ;
- le troisième modèle étudié est une pente sédimentaire. Il est noté « GN2 ». La mise en place d'un remblai permet la simulation du dépôt de sédiments. La modélisation est faite en 2 phases :
 - une 1^{ère} phase simule un massif de sol rectangulaire soumis à son propre poids. Le comportement du sol y est élastique ;
 - une deuxième phase simule le phénomène de dépôt de sédiments par la mise en place d'un remblai. Dans cette phase le sol a soit un comportement élastoplastique parfait avec un critère de rupture Mohr-Coulomb, soit un comportement élastoplastique avec écrouissage avec le critère de rupture Cam-Clay modifié.

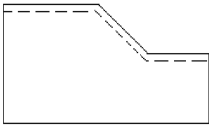
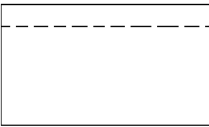
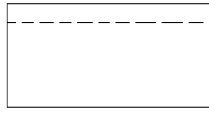
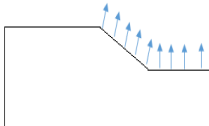

La règle d'écoulement est non associée pour le critère de Mohr-Coulomb. Elle est supposée associée pour le critère Cam-Clay modifié.

Les principaux mécanismes sont modélisés. L'analyse est relative aux contraintes dans le massif, d'une part, et aux chemins de contraintes dans le plan (p, q), d'autre part. Suivant le mode de formation retenu, l'évolution du coefficient K^*_0 le long des lignes de coupes définies précédemment est également étudiée. Les différents états de contraintes, obtenus pour les

différents modes et compte tenu des différents paramètres (mécaniques et géométriques), sont par la suite comparés.

Le Tableau 3. 4 décrit les différents modèles utilisés.

Tableau 3. 4. Schématisation des procédures de simulation de la genèse de la pente [Bornarel, 1999]

Mode de formation	REF	GN1	GN2
1 ^{ère} phase	 comportement élastique du sol	 comportement élastique du sol	 comportement élastique du sol
2 ^{ème} phase		 Comportement élasto-plastique	 Comportement élasto-plastique

3.3.1.2 Modélisation sur CESAR-LCPC des mécanismes GN1 et GN2

La géométrie du massif en pente obtenu suite à un phénomène d'érosion (modèle GN1) ou de sédimentation (modèle GN2) est identique à celle du cas de référence (modèle REF).

La Figure 3. 15 présente le modèle GN1.

Les modélisations des différentes phases de la sédimentation (GN2) sont présentées sur la Figure 3. 16. La sédimentation est réalisée en 5 étapes après l'initialisation du massif d'origine.

Les conditions aux limites, définies dans les modèles GN1 et GN2, sont identiques à celles établies dans le cas de référence (REF). Les lignes de coupes (verticales et horizontales), servant à l'analyse de l'état de contrainte dans le mécanisme de référence, sont reprises à l'identique dans cette étude.

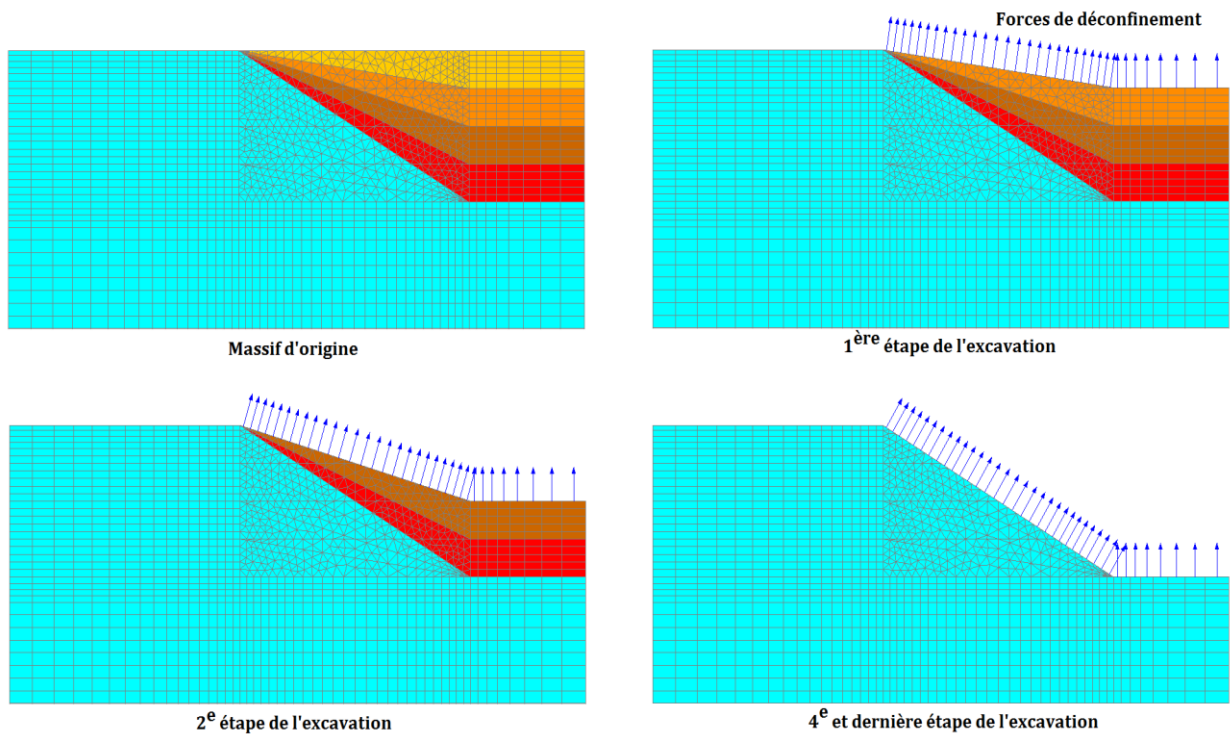


Figure 3. 15. Simulation de la formation d'une pente suite à un phénomène d'érosion (modèle GN1). Exemple du Massif P60.

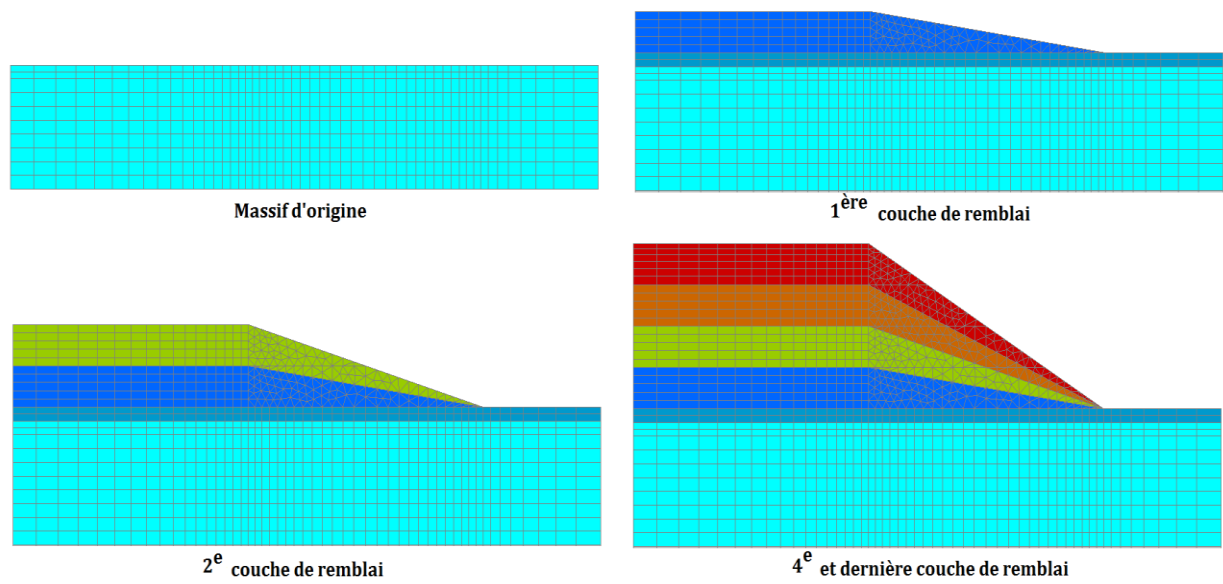


Figure 3. 16. Simulation de la formation d'une pente suite à un phénomène de sédimentation (modèle GN2). Exemple du Massif P60.

La présentation des travaux menés dans cette partie, de même que l'analyse des résultats obtenus sont regroupés en tenant compte du comportement du sol. Les premiers travaux présentés dans les paragraphes suivants portent sur le massif en pente avec un comportement élastique parfaitement plastique du sol. Le critère de rupture Mohr-Coulomb est utilisé dans l'étude.

Le massif en pente avec un comportement élasto-plastique avec écrouissage du sol est abordé par la suite. Le critère de rupture Cam-Clay modifié γ est utilisé.

3.3.2 Comportement élastique parfaitement plastique (Critère de Mohr-Coulomb)

Les paramètres élastiques sont pris identiques à ceux du cas de référence. Ce choix permet d'étudier l'influence du mode d'initialisation sur les contraintes initiales quand le sol reste dans le domaine élastique. Deux valeurs de cohésion sont prises dans l'étude ($c'_{02} = 2\text{kPa}$ et $c'_{10} = 10\text{kPa}$) afin de générer au sein du massif plus (ou moins) de déformations plastiques. L'utilisation des deux valeurs de cohésion permet ainsi de souligner l'impact des déformations irréversibles sur le champ de contraintes. Une étude paramétrique est également menée sur le pendage du talus. Cette étude paramétrique sur la géométrie du massif de sol cherche un éventuel lien entre la hauteur du talus et la profondeur caractéristique à partir de laquelle le coefficient K^*_0 reste constant avec la profondeur.

Les paramètres élastiques et plastiques du massif de sol sont rappelés dans le Tableau 3. 5.

Tableau 3. 5. Paramètres élastiques et plastiques des massifs de sol étudiés

Paramètres élastiques			Paramètres plastiques	
Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Poids volumique γ (kg/m ³)	Cohésion c' (kPa)	Angle de frottement interne ϕ' (degré)
20	0,3	19	2 ou 10	30

Tableau 3. 6 Dénomination des calculs réalisés avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Critère de rupture	Angle d'inclinaison α (degré)	c' (kPa)	Mode de genèse	Calculs
Morh-Coulomb MC	$\alpha = 11,3$ (pente de 20%)	2	GN1 (déblai)	MC-p20-C02-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p20-C02-GN2
		10	GN1 (déblai)	MC-p20-C10-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p20-C10-GN2
	$\alpha = 22$ (pente de 40%)	2	GN1 (déblai)	MC-p40-C02-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p40-C02-GN2
		10	GN1 (déblai)	MC-p40-C10-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p40-C10-GN2
	$\alpha = 31$ (pente de 60%)	2	GN1 (déblai)	MC-p60-C02-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p60-C02-GN2
		10	GN1 (déblai)	MC-p60-C10-GN1
			GN2 (remblai)	MC-p60-C10-GN2

3.3.2.1 Champ de contrainte dans le massif

Les massifs de sol étudiés sont p20, p40 et p60 correspondant respectivement à des pentes de 20 %, 40 % et 60%. Les calculs réalisés intègrent également les deux valeurs de cohésion effective données précédemment ($c'_{01} = 2 \text{ kPa}$, $c'_{10} = 10 \text{ kPa}$). Dans cette partie, l'effet des mécanismes de formation de pente est abordé de même que celui de la cohésion et de la géométrie du massif de sol (angle d'inclinaison de la pente).

Tout d'abord, l'évolution des contraintes verticales et horizontales est analysée. Les conclusions de cette analyse aident à mieux comprendre l'évolution du rapport K^*_0 .

Contraintes verticales σ_v

Soit le point M se déplaçant le long des lignes de coupe L2 (5 m de profondeur) et L5 (20 m de profondeur). La Figure 3. 17 présente l'évolution des contraintes verticales au point M. Elle montre, à partir des graphes a, b, c, d, e et f, que les contraintes verticales sont indépendantes du mode de formation de la pente et de la cohésion du sol. Pour illustrer ce fait, analysons les courbes de la Figure 3. 18 (b). Le point M est à une profondeur de 5 m de la surface du massif. Les calculs MC-p20-C02-GN1 et MC-p20-C02-GN2, dont la seule différence est le mécanisme de formation de la pente, donnent les mêmes valeurs de contrainte verticale. Il en est de même pour les calculs MC-p20-C02-GN2 et MC-p20-C10-GN2 dont les valeurs respectives de cohésion sont 2 kPa et 10 kPa.

Cependant, la Figure 3. 18 met en évidence une influence significative de la pente du talus sur les valeurs des contraintes verticales obtenues dans la zone B. Les contraintes verticales croissent quand le point M se déplace du haut au bas du talus. L'écart de contrainte obtenu entre les deux points de rupture de pente est d'autant plus notable que l'angle d'inclinaison du talus est grand. L'impact de l'inclinaison du talus est minime, voire inexistant, dans la zone A. L'effet de l'inclinaison de la pente (massif) noté dans la zone B se fait ressentir en partie dans la zone C. L'influence de la géométrie du massif (pente du talus) s'amointrit, dans la zone C, au fur et à mesure que le point M s'éloigne du point de rupture de pente.

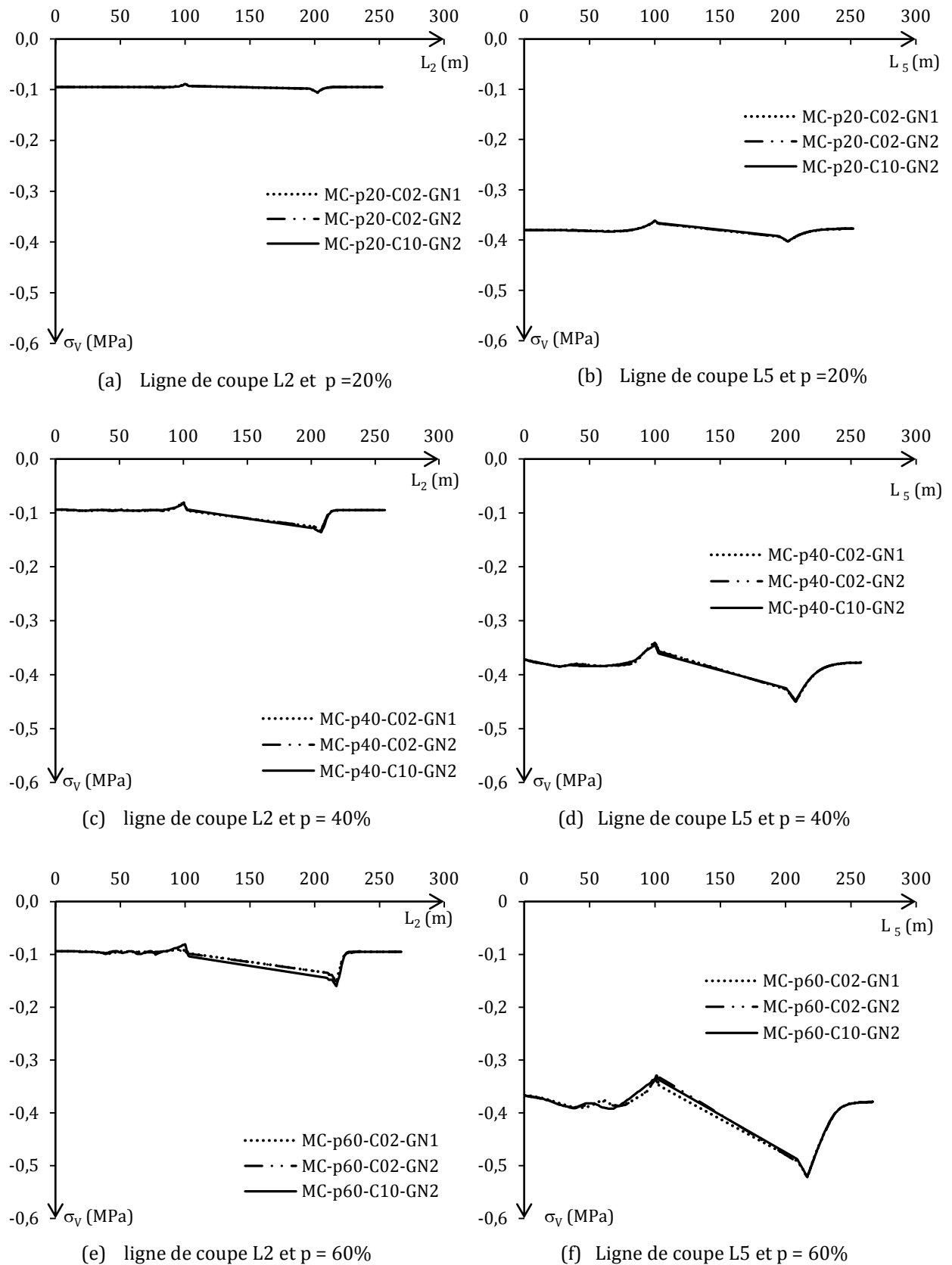


Figure 3. 17. Évolution des contraintes verticales le long des lignes L2 (a, c, e) et L5 (b, d, f). Effet du mécanisme de formation de la pente, et de la cohésion.

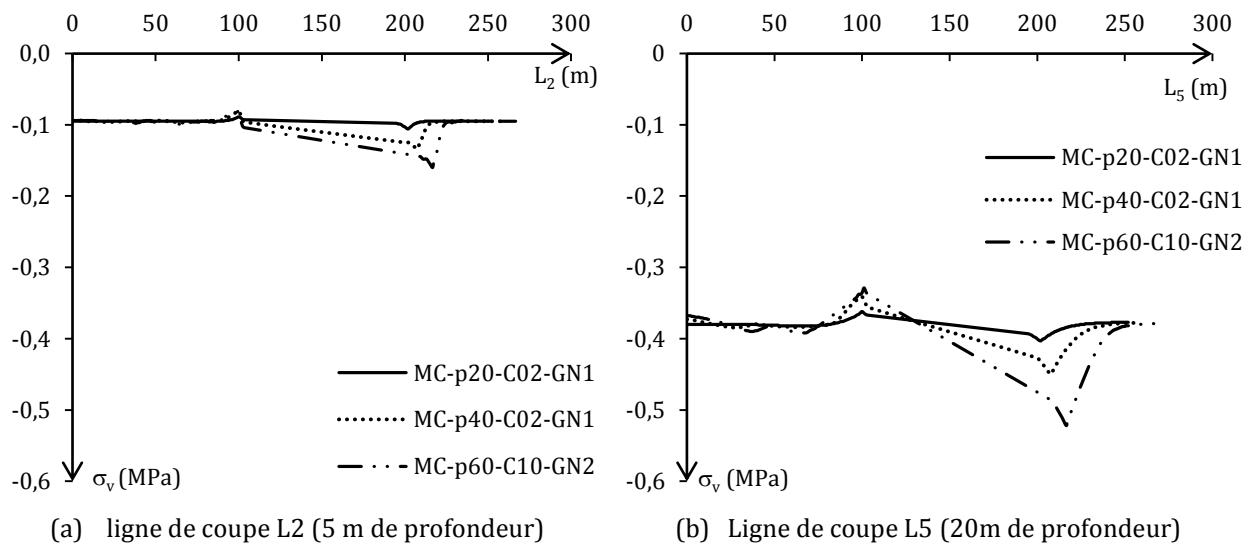


Figure 3. 18. Évolution des contraintes verticales le long des lignes L2 (a) et L5 (b) : effet de l'inclinaison du talus

Contraintes horizontales σ_h

La Figure 3. 19 reprend le même modèle de représentation que la Figure 3. 18. Elle présente les mêmes calculs et s'intéresse à l'évolution de la contrainte horizontale au point M. Elle montre que le mécanisme de formation de pente n'a pas d'influence sur les contraintes horizontales. La valeur de la cohésion effective du sol a un effet mineur sur les contraintes horizontales obtenues dans la zone C. En effet, les courbes c, et e de la Figure 3. 19 mettent en évidence, dans la zone C et une partie de la zone B, une légère augmentation des contraintes horizontales au point M quand la cohésion du sol varie de 2 kPa à 10 kPa. Le point M se déplace sur la ligne de coupe L2.

Toujours dans la même zone, les contraintes horizontales le long de la ligne de coupe L5 ont tendance à diminuer légèrement avec l'augmentation de la cohésion effective du sol (graphes d et f de la Figure 3. 19).

Contrairement aux courbes c, d, e et f de la Figure 3. 19, celles a et b, de la même figure, ne montrent pas de différences liées à la variation de la cohésion. Ce résultat s'explique par le faible pendage du massif de sol qui est de 20 % et qui n'engendre pas nécessairement le développement de déformations irréversibles au sein du massif de sol. Quelle que soit la valeur de cohésion affectée à ce massif de sol (p20) dans les différents calculs réalisés, le sol reste dans le domaine élastique. Ainsi, la cohésion effective du sol est sans effet sur les valeurs des contraintes.

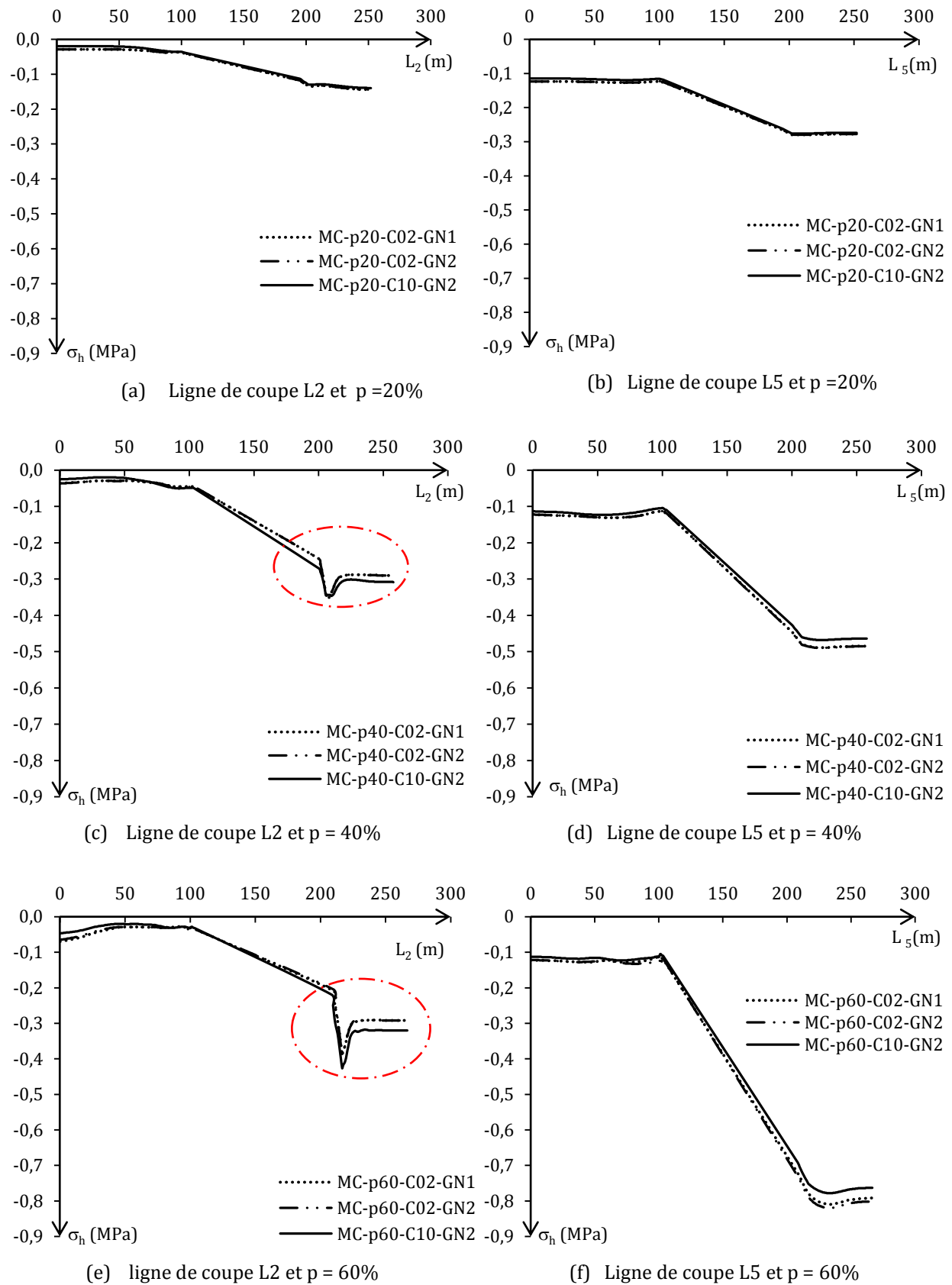


Figure 3. 19. Évolution des contraintes horizontales le long des lignes L2 (a, c, e) et L5 (b, d, f). Effet du mécanisme de formation de la pente, et de la cohésion.

La Figure 3. 20, quant à elle, montre une forte variation de la contrainte horizontale avec le pendage du massif. Cet impact de la pente du talus varie également d'une zone à l'autre. Il est sans effet sur les contraintes horizontales dans la zone A.

Dans les zones B et C, l'influence du pendage sur les contraintes horizontales varie avec la profondeur. Sur la ligne de coupe L2 (faible profondeur), le massif de sol avec une pente de 20% donne les contraintes les plus faibles. Le massif de sol avec une pente de 40% (p40) fournit, dans la zone B, des valeurs de contrainte plus élevées que le massif avec une pente de 60% (p60). Ces deux massifs (p40 et p60) donnent des contraintes identiques dans la zone C.

Le long de la ligne de coupe L5, située à 20 m de profondeur, une augmentation de la pente du talus entraîne une hausse des contraintes horizontales dans les zones B et C.

L'analyse des courbes de la Figure 3. 20 permet de conclure que les contraintes horizontales, dans les zones B et C, évoluent dans le même sens que la pente du talus.

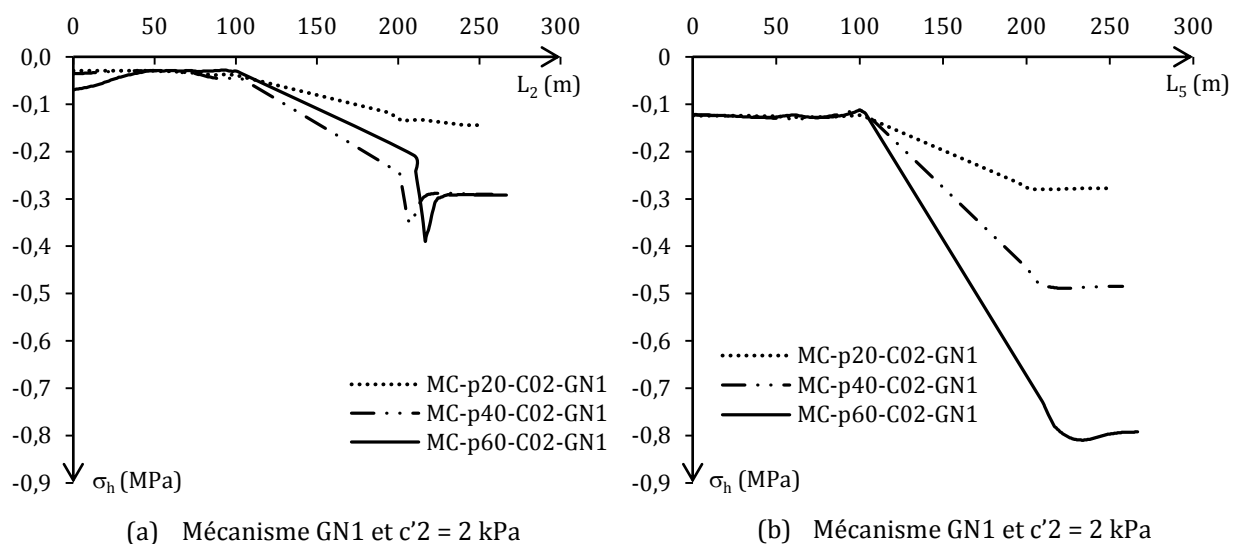


Figure 3. 20. Évolution des contraintes horizontales le long des lignes de coupe L2 (a) et L5 (b) : effet de la pente du talus

La diminution de la contrainte horizontale aux abords de la surface (ligne L2) quand la pente du talus varie de 40% à 60% ne confirme pas la tendance obtenue sur la ligne de coupe L5. Deux hypothèses peuvent être émises afin de justifier cette tendance qu'a la contrainte horizontale à croître ou à décroître quand la pente du talus augmente (Figure 3. 20(a)) :

- la première hypothèse est relative au calcul MC-p60. Le constat est le même sur l'ensemble des calculs réalisés avec le massif « p60 » (cohésion différente et mécanisme de formation de pente différent). Il peut porter à croire que cette diminution des contraintes horizontales,

- au voisinage de la surface du massif, en comparaison au massif « P40 » relèverait d'une spécificité ou d'une erreur numérique inhérente à la modélisation du massif de sol « P60 » ;
- la seconde hypothèse suppose qu'un second facteur, autre que le pendage du talus, impacte les valeurs de contraintes horizontales dans les zones B et C. Ce second facteur peut être la présence et/ou l'ampleur des déformations plastiques au sein du massif. Un effet cumulé de la pente du talus, d'une part, et des déformations plastiques, d'autre part, peut se révéler, suivant les conséquences d'un développement des déformations plastiques sur les contraintes horizontales, être à l'origine de cette évolution des contraintes obtenue sur la Figure 3. 20(a).

Les conclusions de l'analyse des graphes c et e de la Figure 3. 19 ont montré une légère baisse des contraintes horizontales, obtenues sur la ligne de coupe L2 et sur les massifs de sol p40 et p60, quand la cohésion varie de 10 kPa à 2 kPa.

Une diminution de la cohésion conduit à une augmentation des déformations plastiques. Ainsi, une baisse des contraintes, même légère, suite à une augmentation des déformations plastiques va dans le même sens qu'une diminution des contraintes horizontales suite à une augmentation de 40% à 60% du pendage du talus. En effet, une augmentation de l'angle d'inclinaison se traduit également par une augmentation des déformations plastiques. Ce parallélisme fait, sur les deux massifs de sol p40 et p60, entre les effets d'une variation de la cohésion et ceux d'une variation de la pente du talus, écarte l'hypothèse de la présence d'une erreur numérique dans le calcul P60. Il appuie, également, l'idée selon laquelle la présence massive de déformations irréversibles au voisinage de la surface peut impacter les contraintes horizontales.

Une étude sur les isovaleurs de la norme des déformations plastiques peut aider à valider ou infirmer cette hypothèse (figures 3.24 et 3.25).

3.3.2.2 Rapport des contraintes K^*_0

- Dans la zone A, le point M se déplace le long de la ligne V2. La Figure 3. 21 donne les valeurs du rapport K^*_0 au point M pour les différents mécanismes de formation de pente retenus. Elle montre que le mécanisme de formation de la pente est sans influence sur la valeur de K^*_0 obtenue dans cette zone.

La Figure 3. 21 (e et f) met en évidence un effet négligeable de l'inclinaison du talus sur les valeurs de K^*_0 obtenues dans la zone A.

La Figure 3. 21 (a et c) montre qu'au voisinage de la surface du massif les valeurs de K^*_0 du cas de référence diffèrent de celles des mécanismes GN1 et GN2. En effet, les valeurs de K^*_0 obtenues avec le cas de référence sont généralement plus faibles que celles obtenues avec les mécanismes de formation de pente GN1 et GN2. La Figure 3. 21 (c et d) confirme, ainsi, l'influence notable de la loi de comportement du sol sur la valeur du rapport K^*_0 au point M. Dans la même zone, l'analyse des figure 3.24(a) et 3.25(a) met en évidence la présence de déformations irréversibles aux abords de la surface. L'entrée en plasticité du massif de sol serait à l'origine de cette différence notée au niveau des valeurs de K^*_0 . Cette analyse s'explique par le fait que le choix d'un comportement élastoplastique du sol a tendance à « borner » les contraintes horizontales. Ce comportement du sol limite, de ce fait, le développement des contraintes de traction à la surface qui sont très présentes dans le cas de référence. Contrairement au cas de référence où les contraintes sont libres de toute évolution, avec le comportement élastoplastique, les contraintes sont, dans le domaine plastique, astreintes à suivre le critère de rupture.

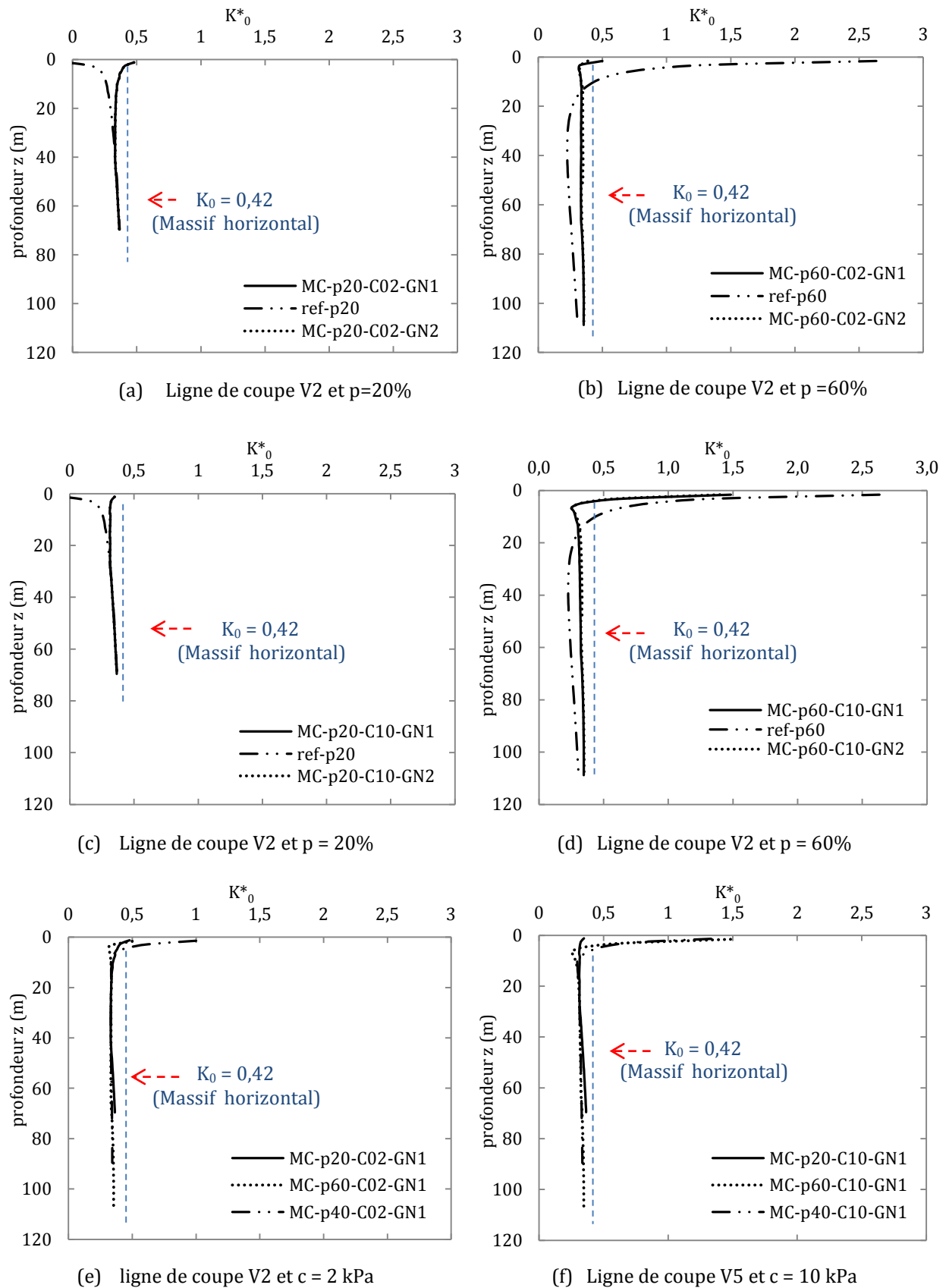


Figure 3. 21. Évolution du rapport K^*_0 le long de la ligne V2 (a, c, e) et L5 (b, d, f). Effet du mécanisme de formation de la pente, et du pendage du massif. **Zone A**

- Dans la zone B, le point M se déplace le long des lignes V4 et V8 situées respectivement à 10 m des deux points de rupture de pente.

La Figure 3. 22(a, b, c et d) représente le rapport K^*_0 au point M pour le cas de référence et les différents mécanismes étudiés. Elle montre que les courbes d'évolution du rapport K^*_0 pour les mécanismes (GN1 et GN2) sont confondues. Ce constat permet de conclure que, dans la **zone B**, le mode de formation de la pente n'a pas d'influence sur la valeur du coefficient K^*_0 .

L'analyse de la Figure 3. 22 (b) met en évidence, comme dans l'analyse menées dans la zone A, l'effet de la loi de comportement sur les valeurs de K^*_0 . Elle conclut, comme précédemment, qu'un comportement élastoplastique du sol limite les contraintes horizontales dans les zones où se développent des déformations plastiques. En même temps, le recours à un comportement élastoplastique parfaitement plastique engendre, quand le point M s'éloigne de la surface, des valeurs du coefficient K^*_0 plus élevées que celles du cas de référence.

Considérons « d » comme l'écart entre les valeurs de K^*_0 du cas de référence et celles des mécanismes de formation de pente (Figure 3. 22d). L'analyse comparative menée sur les graphes de la Figure 3. 22 (a et b, d'une part, puis c et d, d'autre part) met en évidence une hausse de l'écart « d » avec l'augmentation de la pente du talus. Elle permet la formulation de l'hypothèse qui lie l'écart noté entre les valeurs de K^*_0 du cas de référence et celles des mécanismes de formation de pente GN1 et GN2 à l'ampleur des déformations plastiques dans la zone concernée. Ainsi, toute variation des paramètres de calculs pouvant conduire à une augmentation des déformations plastiques se traduirait par une hausse de la valeur du rapport K^*_0 .

La Figure 3. 22 (e) montre que le pendage du talus n'a pas d'effet sur les valeurs de K^*_0 quand le point M se déplace le long de la ligne V4. La Figure 3. 22 (f) met, cependant, en évidence une forte influence du pendage du talus sur la valeur de K^*_0 obtenue le long de la ligne V8. Ces deux résultats permettent de conclure que l'impact de la pente du talus sur le coefficient K^*_0 est d'autant plus présent que le point d'étude se rapproche du point de rupture de pente situé en bas de talus.

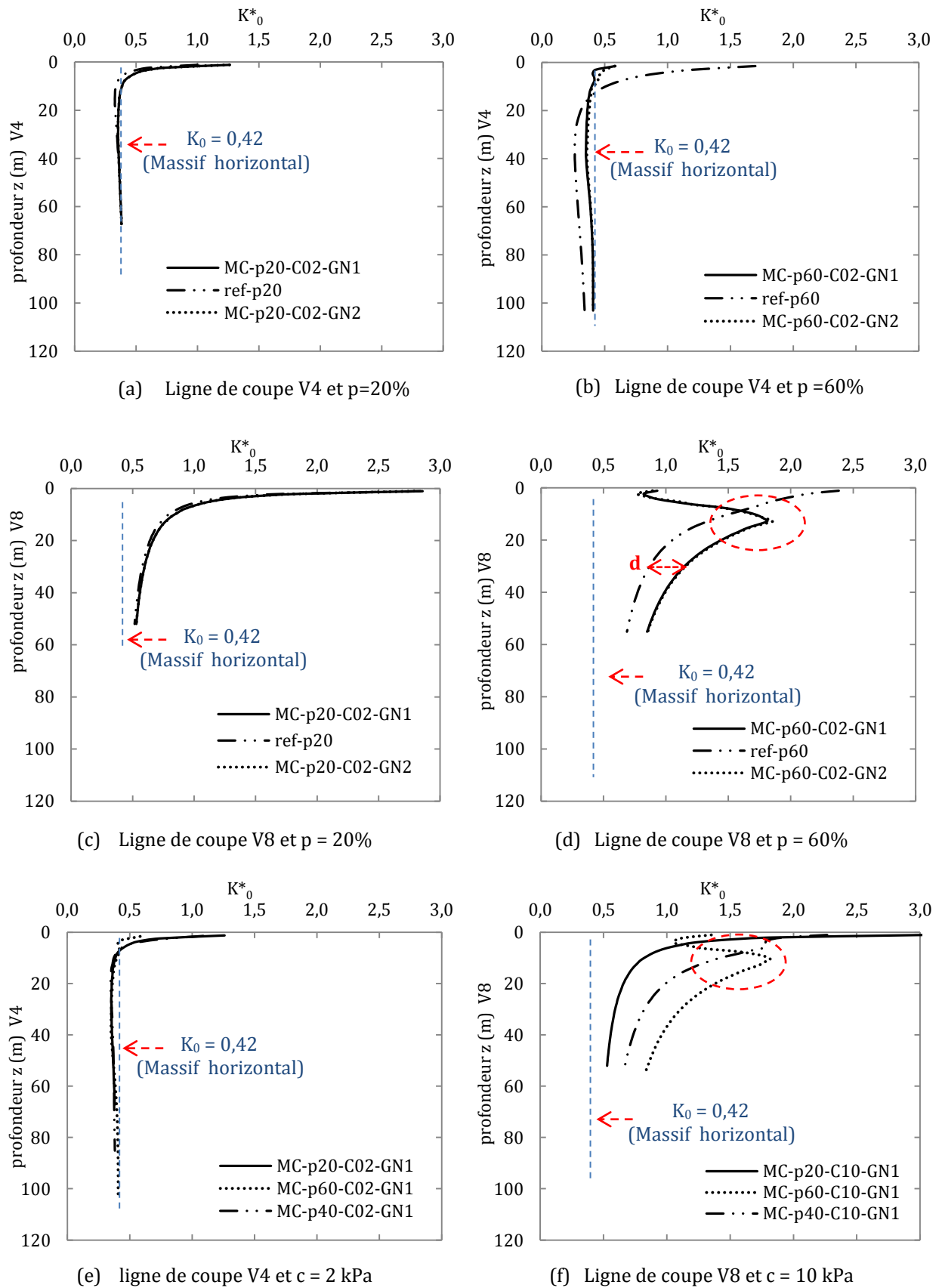


Figure 3. 22. Évolution du rapport K^*_0 le long de la ligne V4 (a, c, e) et V8 (b, d, f). Effet du mécanisme de formation de la pente, et du pendage du massif. **Zone B**

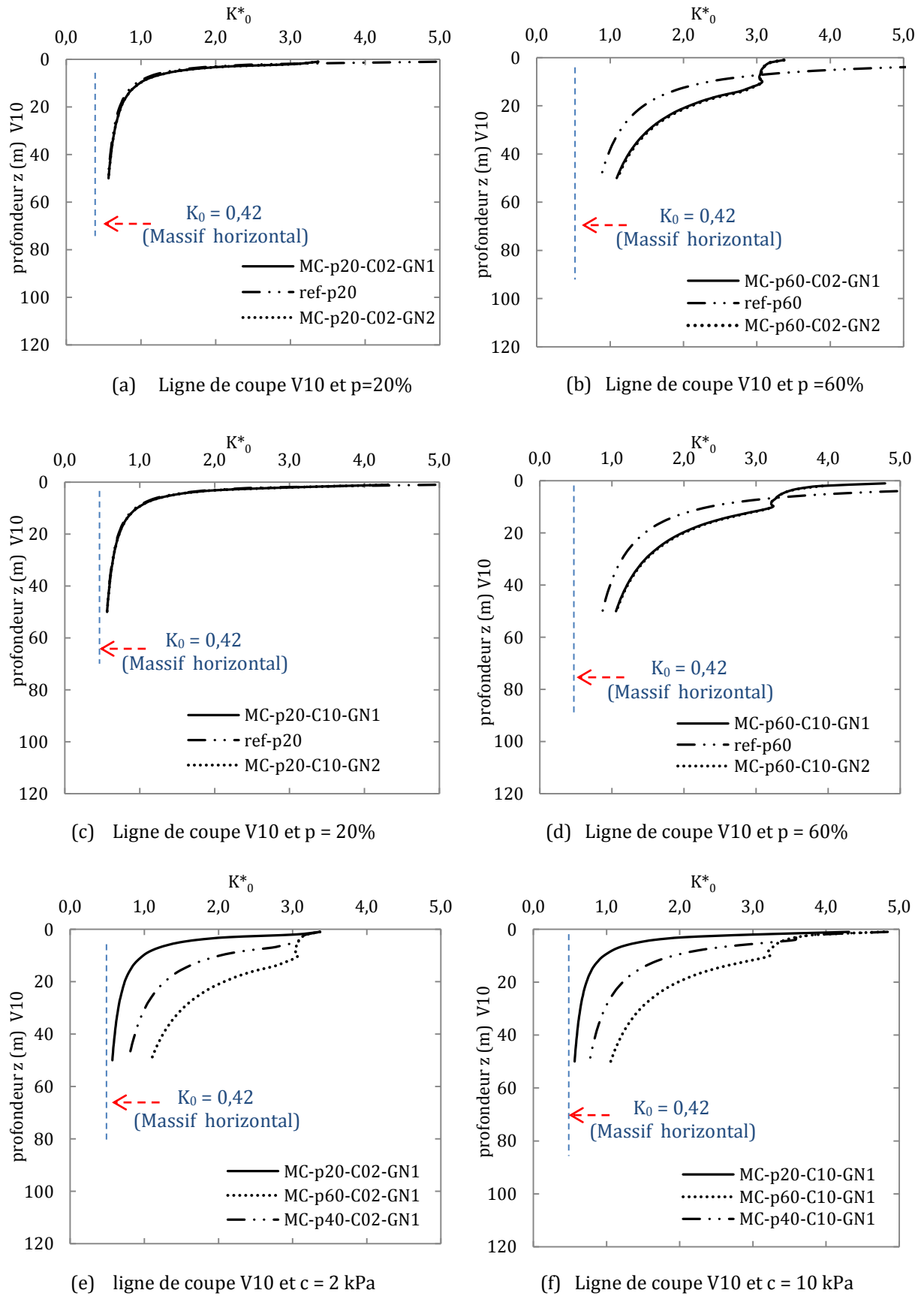


Figure 3.23. Évolution du rapport K^*_0 le long de la ligne V10. Effet du mécanisme de formation de la pente, et de l'inclinaison du talus. **Zone C**

- Dans la zone C, le point M se déplace le long de la ligne de coupe V10. La Figure 3. 23 fournit les valeurs du rapport K^*_0 au point M. Elles sont plus élevées pour les mécanismes GN1 et GN2 que pour le cas de référence. Une augmentation du pendage du talus se traduit également par une hausse du rapport K^*_0 . Une comparaison des graphes (a) et (c), d'une part, et de (b) et (d), d'autre part, de la Figure 3. 23 montre que l'effet de la cohésion sur les valeurs de K^*_0 est minime, voire même inexistant, dans la zone C.

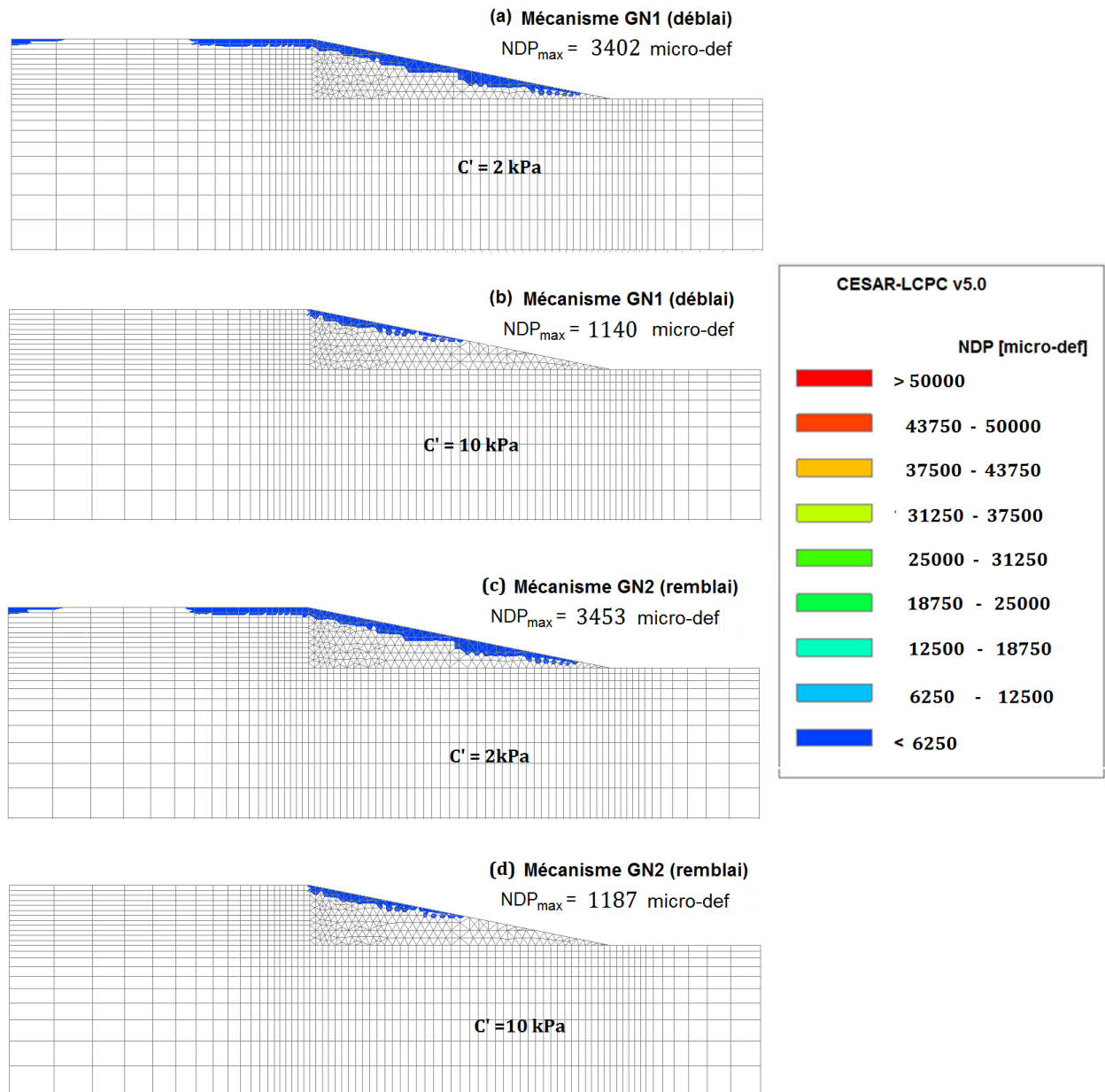


Figure 3. 24 Isovaleurs de la norme des déformations irréversibles au sein du massif de sol P20 et avec une cohésion $c' = 2$ kPa (a et c) et $c' = 10$ kPa (b et d). Mécanismes GN1 (a et b) et GN2 (c et d).

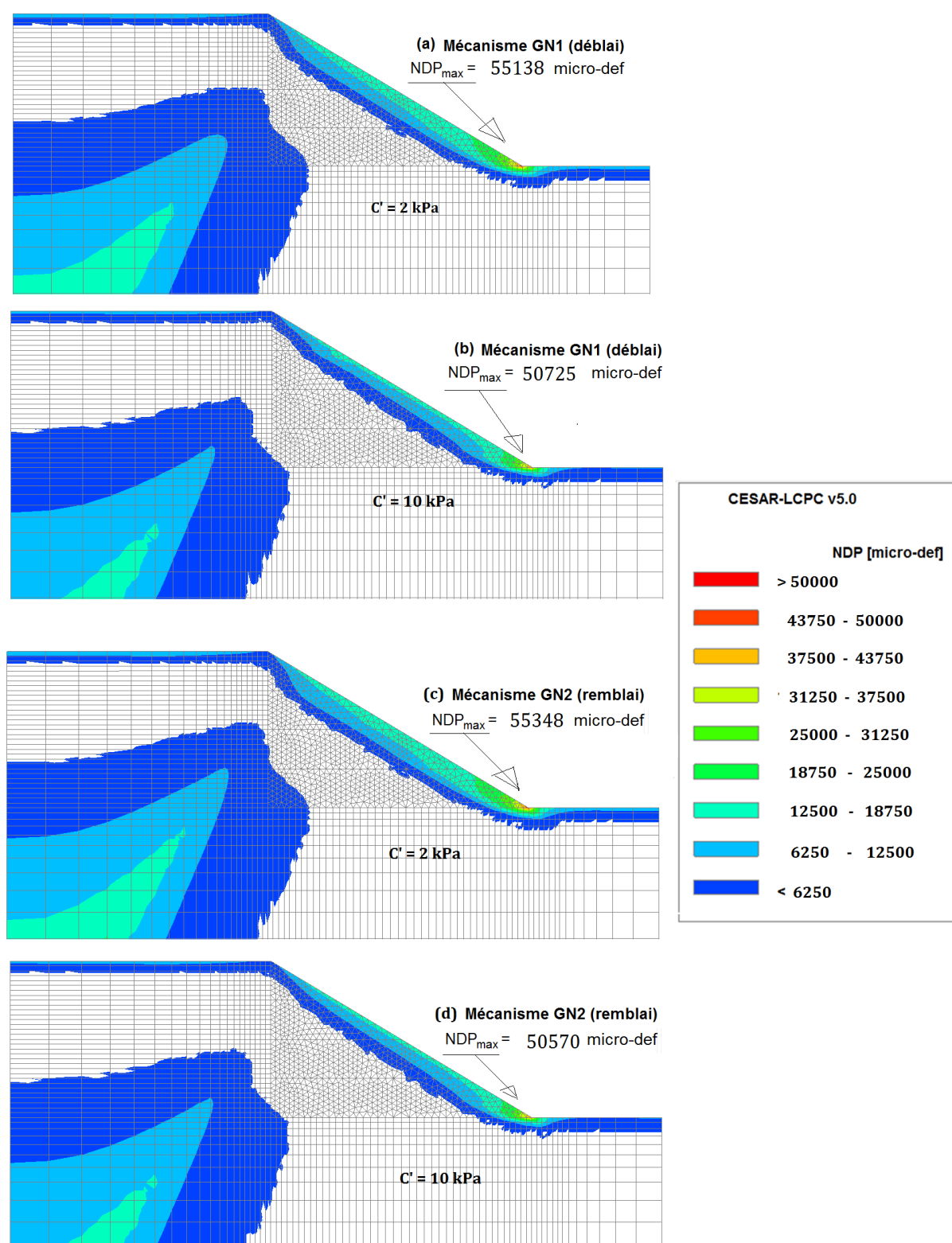


Figure 3. 25. Isovaleurs de la norme des déformations irréversibles au sein du massif de sol P60 et avec une cohésion $c' = 2$ kPa (a et c) et $c' = 10$ kPa (b et d). Mécanismes GN1 (a et b) et GN2 (c et d).

En résumé, le rapport K^*_0 est, dans la zone A, indépendant du pendage du talus et du mécanisme de formation de la pente. Il vaut 0,35 soit 20% de moins que la valeur du

coefficient de pression des terres au repos d'un massif de sol à surface horizontal présentant les mêmes caractéristiques mécaniques que le massif étudié. Il croît légèrement aux abords de la surface (2 à 3 m de la surface du massif). Dans la zone B, l'effet du pendage du talus sur les valeurs de K^*_0 apparaît. Cette influence dépend de la position du point d'étude M par rapport au point de rupture de pente située en bas de talus. Cet impact de la pente du talus, qui est notable à partir de la zone B, se poursuit dans la zone C. Il se traduit par une augmentation du rapport K^*_0 avec la pente du talus. Une variation de la cohésion de 10 kPa à 2 kPa n'engendre pas de différences notables sur les valeurs de K^*_0 obtenues. Malgré la présence des déformations plastiques, suivant la géométrie et les paramètres plastiques pris en compte dans l'étude, le mécanisme de formation de la pente (massif de sol) est sans influence sur le coefficient K^*_0 .

Cette analyse soulève une question fondamentale relative à l'absence de différences sur les valeurs du rapport K^*_0 obtenues avec les deux mécanismes de formation de la pente.

L'hypothèse qui se dégage de cette interrogation est que la loi de comportement que suit le sol ne permet pas de déceler les différences liées au mécanisme de formation de la pente. En effet, le comportement élastoplastique parfaitement plastique n'intègre pas le phénomène de l'érouissage du matériau qui traduit l'historique des sollicitations subies. Un comportement élastoplastique avec érouissage mettrait mieux en évidence les conséquences de la genèse de la pente sur le champ de contrainte.

Des calculs supplémentaires sont réalisés afin de valider ou infirmer cette hypothèse.

3.3.3 Comportement élastoplastique avec érouissage (Critère Cam-clay modifié)

3.3.3.1 Détermination des paramètres du critère

Les calculs réalisés dans cette section contribuent à la validation de l'hypothèse émise précédemment. Ils consistent en une étude comparative sur les valeurs du rapport K^*_0 obtenues à la suite de la formation de la pente suivant les deux mécanismes (GN1 et GN2). Le massif de sol y a un comportement élastoplastique avec érouissage isotrope avec le critère de rupture Cam-Clay modifié. Le sol modélisé dans ces calculs est un limon argileux prélevé sur le site de Vauxrains à proximité de Soissons. Une campagne d'essais d'identification et de caractérisation du sol est menée par le laboratoire du Cerema à Aix en Provence.

La Figure 3. 26 présente les chemins de contraintes dans le plan (p, q) à l'issue d'un essai triaxial CU à chargement monotone réalisé sur les éprouvettes RIL15, 16 et 17 (chapitre 4).

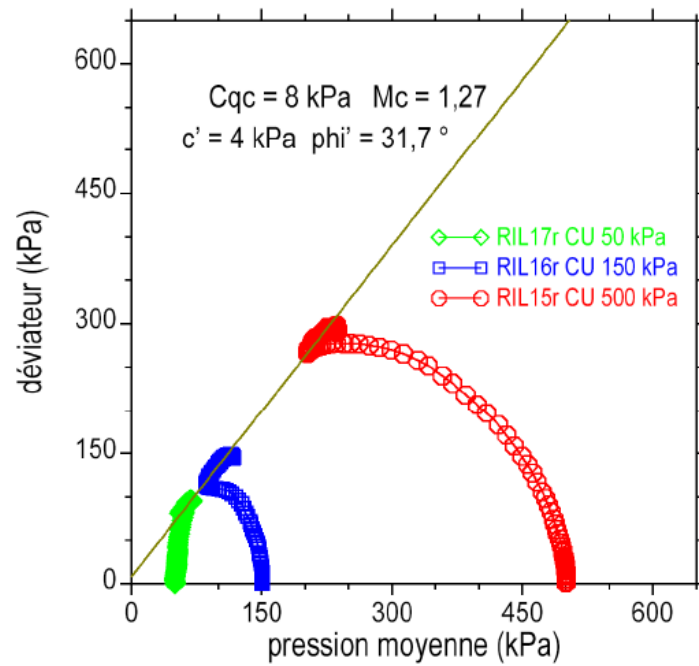


Figure 3. 26. Chemin des contraintes effectives dans le plan (p, q). Résultats obtenus à partir de l'essai triaxial CU à chargement monotone.

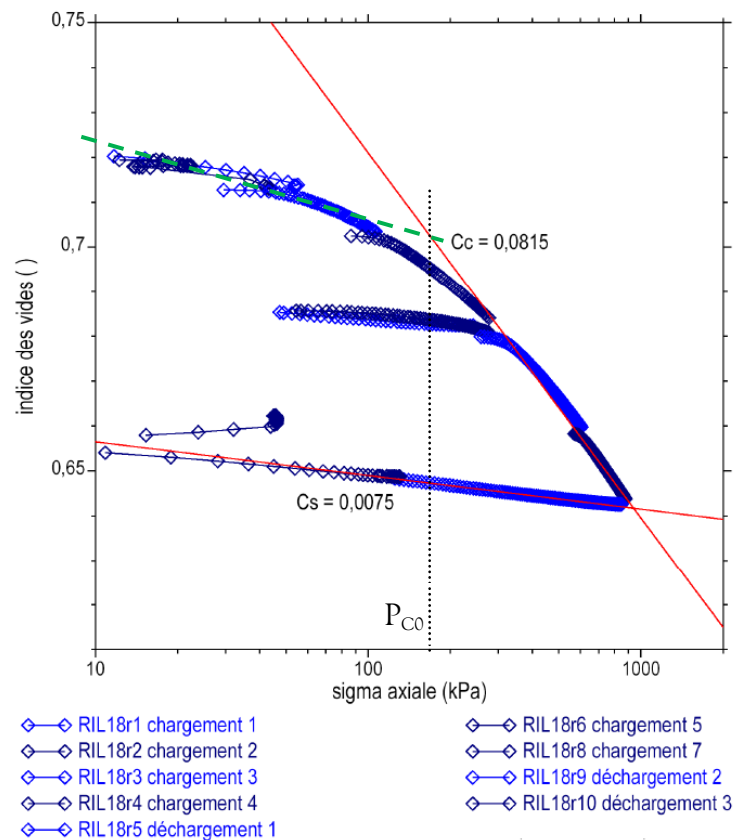


Figure 3. 27. Évolution de la contrainte axiale en fonction de l'indice des vides. Essai œdométrique.

La Figure 3. 27 présente, à la suite d'un essai œdométrique à K_0 , l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte axiale appliquée à l'éprouvette RIL18 (chapitre 4).

Les propriétés mécaniques du sol étudié sont données dans le Tableau 3. 7. Les paramètres nécessaires à la définition du critère de rupture du modèle sont également indiqués dans le Tableau 3. 7. Ils sont obtenus à partir des résultats des essais de caractérisation ou calculés à partir des caractéristiques mécaniques du sol étudié. Les expressions de calcul qui permettent la détermination des paramètres du critère Cam-Clay modifié sont tirées des travaux de Mestat (1993).

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (\text{E3. 2})$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (\text{E3. 3})$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{E3. 4})$$

L'angle de frottement interne effectif du sol « φ' » est déduit de la Figure 3. 26. Elle fournit également les coefficients de compressibilité et de gonflement du limon (C_c et C_s) qui correspondent aux pentes des tangentes à la courbe (σ'_a, e) de la même figure. Les paramètres κ , λ et M participent à la définition du critère de rupture Cam-Clay modifié (chapitre 1).

Le paramètre **P1** suggéré dans Mestat (1993) vaut 1 kPa. L'indice des vides initial e_0 vaut 0,72. Il est déduit de la Figure 3. 27.

L'éprouvette sur laquelle est réalisé l'essai œdométrique ayant permis de tracer la courbe de la Figure 3. 27 se trouvait entre 3 m et 4 m de profondeur. La contrainte de préconsolidation, à cette profondeur, avoisinerait 180 kPa. À partir de cette valeur, la pression de préconsolidation à introduire dans le modèle peut être approchée par l'équation (E3.5).

$$P_{c0}(z) = 180 + \gamma(z - 4) \quad (\text{E3. 5})$$

avec :

γ , poids volumique du sol exprimé en kN/m^3 ;

z , profondeur en m

Afin de simplifier le calcul une valeur fixe de P_{c0} est introduite dans le modèle. Elle vaut 200 kPa. Les paramètres indiqués dans le Tableau 3. 7 permettent de définir la position initiale du critère de rupture et l'évolution du domaine élastique.

Tableau 3. 7. Propriétés mécanique du sol et paramètres du critère Cam-Clay modifié

γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c' (kpa)	ϕ' (degré)	C_c	C_s	κ	λ	M	e_0	P_{c0} (MPa)
19	20	0,3	5	30	0,0815	0,0075	0,003	0,035	1,2	0,72	0,2

Le but de cette étude est de générer le maximum de déformations plastiques possible au sein du massif de sol afin de mieux apprécier l'effet du mode de formation du massif de sol sur le champ de contrainte. Pour cette raison, le massif de sol P60 est étudié et le domaine élastique initial est maintenu assez restreint.

La création de la pente suivant les deux mécanismes (GN1 et GN2) est faite en 10 incréments. Cette incrémentation permet de tracer les chemins de contraintes dans le plan (p, q). Ils contribuent à l'analyse des courbes d'évolution du rapport K^*_0 suivant les lignes de coupe spécifiées.

3.3.3.2 Analyse et interprétation des résultats

Les lignes de coupe définies sur la Figure 3. 1 sont conservées. La Figure 3. 28 donne l'évolution du rapport K^*_0 avec la profondeur le long des lignes de coupes V2, V4 et V8 et V10 situées respectivement dans les zone A, B et C. Elle met en évidence une influence notable du mécanisme de formation de pente sur le rapport K^*_0 . L'intensité de cette influence dépend à la fois de la profondeur du point d'étude M et de la zone dans laquelle il se trouve. En effet, l'impact du mécanisme de formation de la pente est plus marqué dans la zone C que dans la zone B. Dans cette dernière, elle est d'autant plus présente que le point d'étude considéré s'éloigne du point de rupture de pente situé en haut de talus.

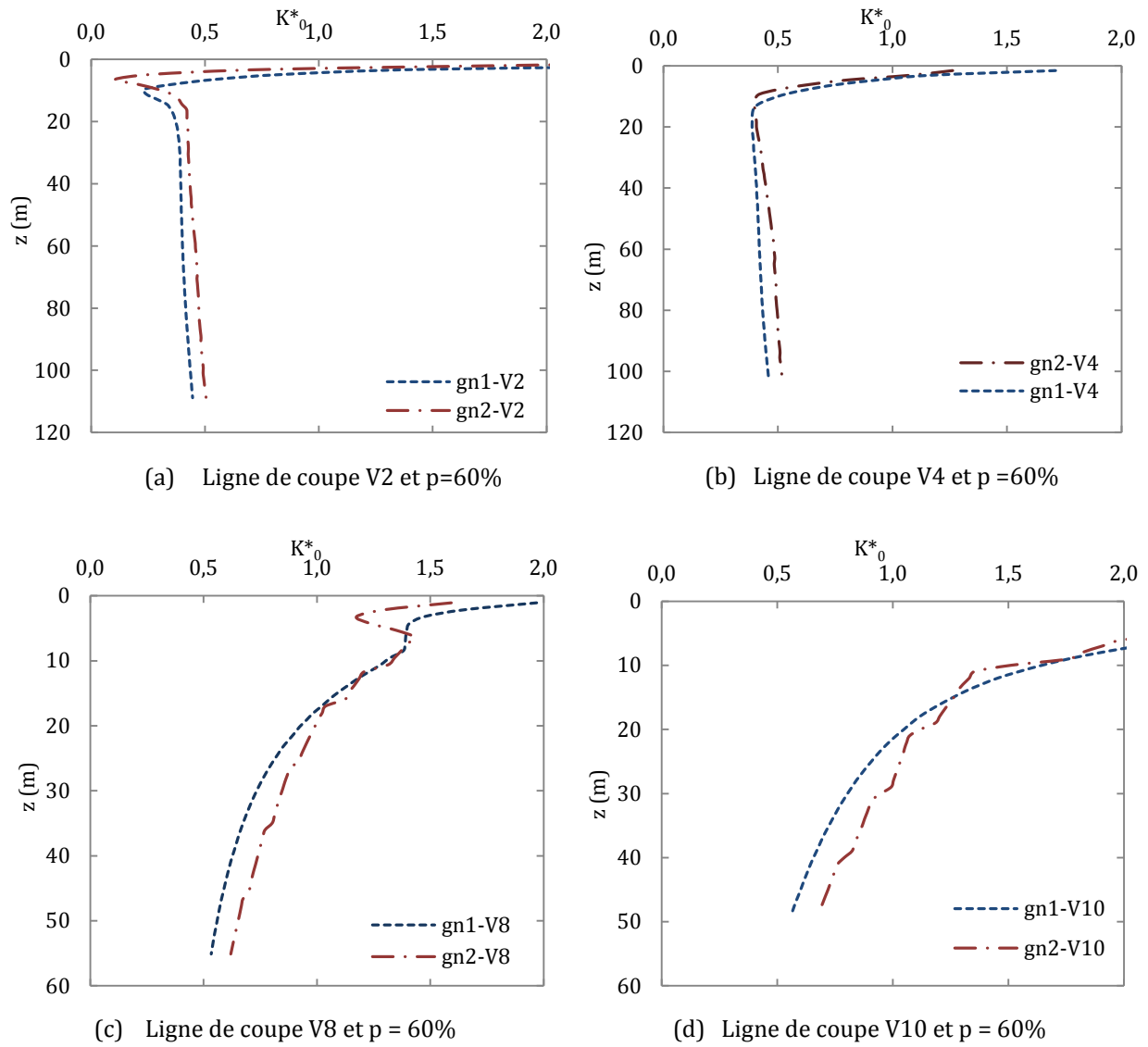


Figure 3. 28. Évolution du rapport K^*_0 le long de la ligne V2 (a), V4 (b), V8 (c) et V10 (d). Effet du mécanisme de formation de la pente dans les **zones A, B et C**.

Le mécanisme de formation de pente GN2 (pente formée par sédimentation) fournit, au delà de 10 m de profondeur, des valeurs de K^*_0 supérieures à celles du mécanisme GN1.

Ces différences, notées sur les valeurs du rapport K^*_0 , s'expliquent par une évolution différente du champ des contraintes d'un mécanisme de formation de pente à une autre.

Pour comprendre l'effet du mode de formation sur le champ des contraintes, les chemins de contraintes sont tracés dans le plan (p, q) en 6 points (A, B, C, D, E, et F) du massif de sol (voir Figure 3. 29). Les contraintes moyenne (p) et déviatorique (q) sont données par les équations (E3.6) et (E3.7).

$$p = -\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (\text{E3. 6})$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (\text{E3. 7})$$

Les contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales au point considéré.

Seuls les chemins de contrainte aux points A, D et F sont présentés dans cette section. Ils se trouvent respectivement dans les zones A, B et C. Les chemins de contraintes aux points B, C et E sont présentés en annexe (A3).

L'excavation et/ou le remblai, lors de la formation de la pente, sont faits en 10 incréments (de 1 à 10). Le phasage de la modélisation du massif pour les mécanismes commence par une première phase dont la géométrie du massif est rectangulaire et le comportement du sol y est élastique linéaire et isotrope. Le phasage suivant (ou incrément 1) part de l'état de contrainte précédent. Par un processus de déblai ou de remblai (GN1 ou GN2) il calcule l'état de contrainte à l'incrément 1. Pour la suite de l'étude, l'état de contrainte obtenu lors de la première phase de la modélisation est appelé état de contrainte à l'incrément 0.

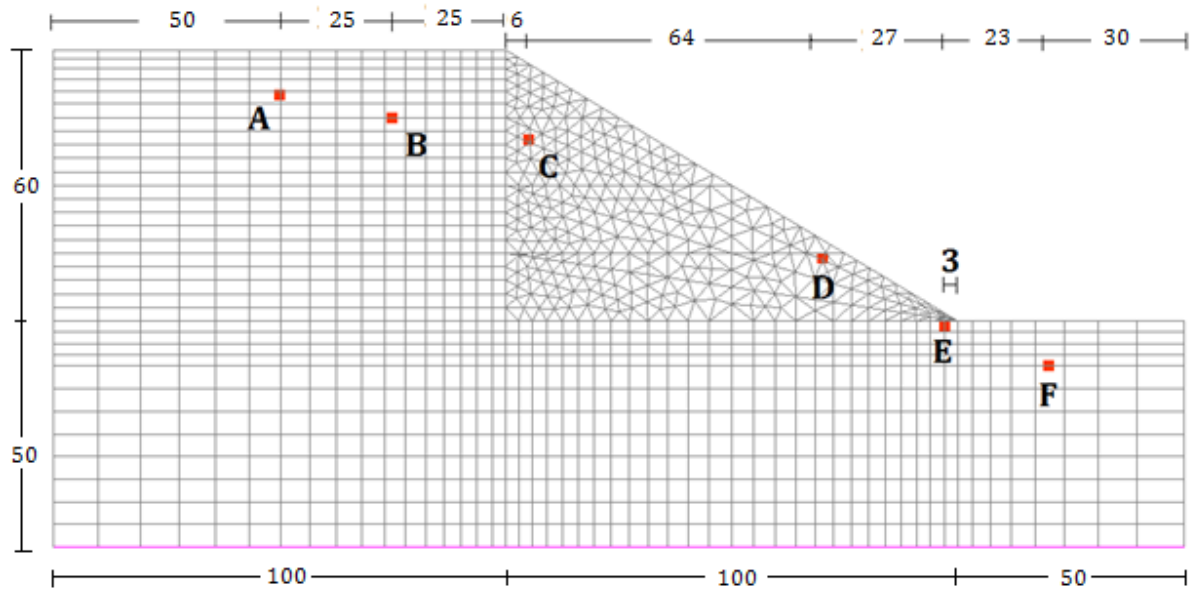


Figure 3. 29. Points de suivi des chemins de contraintes.

La Figure 3. 30(a) montre que le champ des contraintes au point A et à l'incrément 0 est au delà du critère de rupture initial. Le passage, au moment de l'incrément 1, d'un comportement élastique à un comportement élastoplastique avec écrouissage, décale le critère de rupture de sa position initiale (courbe en pointillé) à la position finale (courbe en tiret). Le déchargement du massif de sol par l'incrément (de 1 à 10) maintient le sol à un comportement élastique. Cependant, les déformations plastiques subies lors du passage de l'incrément 0 à l'incrément 1 restent intactes. La Figure 3. 30(b) présente les chemins de contrainte, au point A, du mécanisme GN2. Le massif de sol y est en chargement. Elle met en évidence l'expansion du domaine élastique entre l'incrément 9 et l'incrément 10 qui prouve le développement de déformations plastiques à ce moment. La Figure 3. 31, qui représente les chemins de contraintes au point A des deux mécanismes de formation de la pente, montre que, d'une part, les chemins de contraintes diffèrent suivant le mécanisme de formation de la pente, et d'autre part, l'état de contraintes à l'incrément 10 est différent d'un mécanisme de formation de la pente à un autre. Cette analyse permet de conclure que, dans la zone A, le champ des contraintes dépend du mécanisme de formation de la pente.

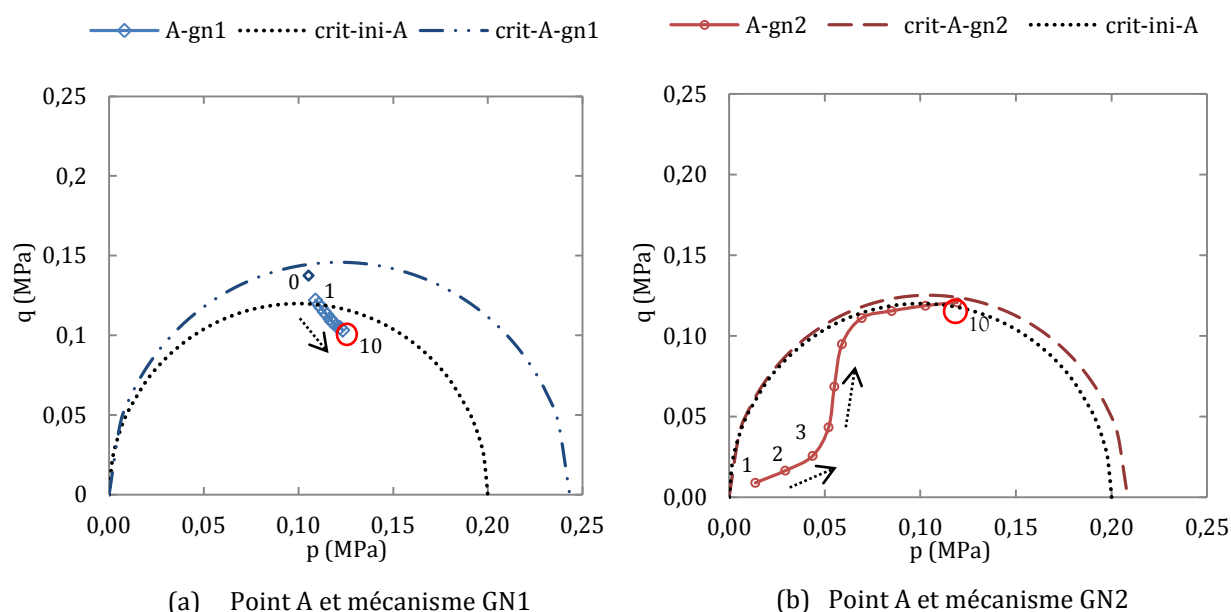


Figure 3. 30. Chemin des contraintes au point A pour les mécanismes GN1 (a) et GN2 (b). Évolution du domaine élastique.

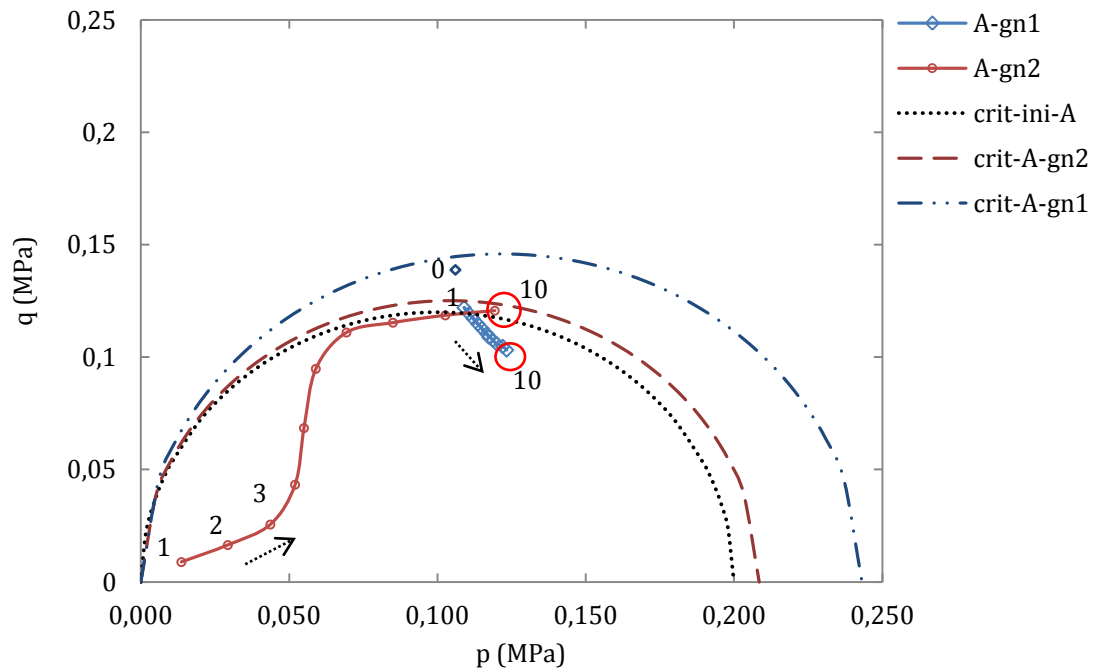


Figure 3. 31. Chemins des contraintes au point A (**zone A**) pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

L'analyse de la Figure 3. 32 permet de tirer les mêmes conclusions dans la zone B. Dans la zone C, la Figure 3. 33 montre que le champ des contraintes à l'incrément 10 des deux mécanismes de formation de pente se rapprochent.

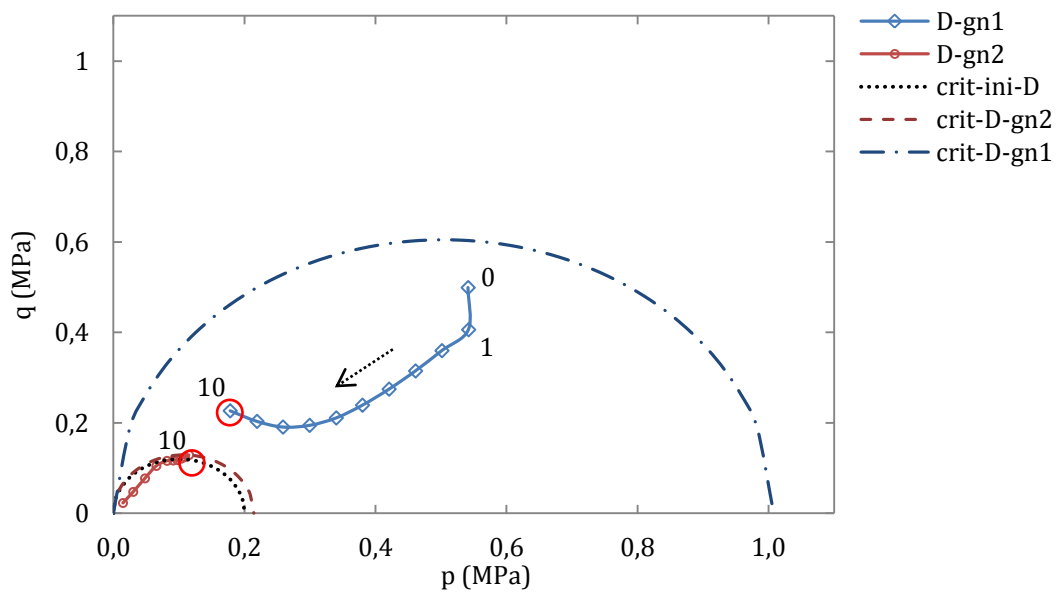


Figure 3. 32. Chemins des contraintes au point D (**zone B**) pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

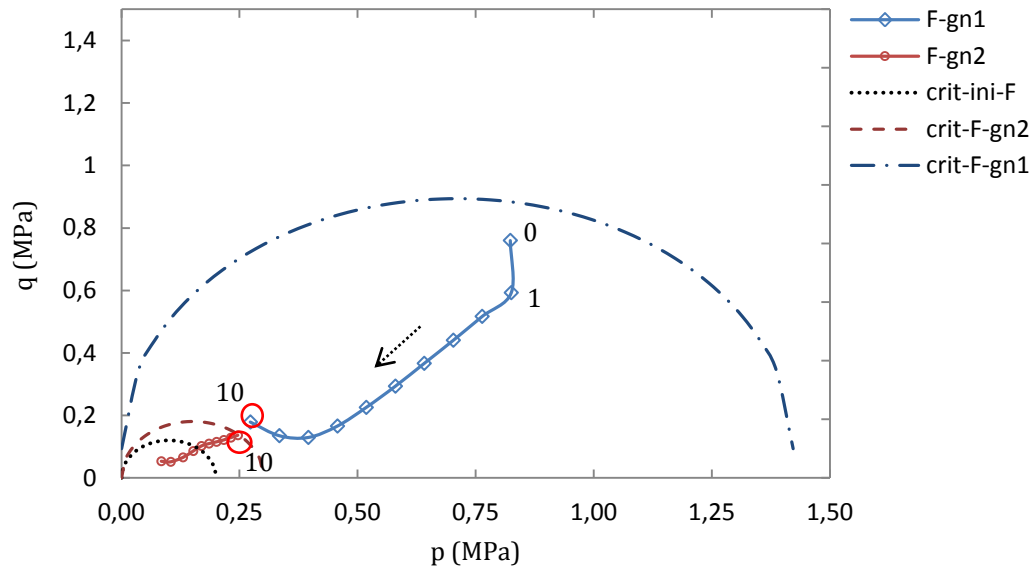


Figure 3. 33. Chemins des contraintes au point F (**zone C**) pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

3.4 Conclusion

L'initialisation des contraintes dans un massif de sol en pente ne peut se faire, rigoureusement, que numériquement. Ainsi, lors de la conception d'un ouvrage géotechnique par la méthode des éléments finis, l'état de contrainte initial dans le massif dépend d'un ensemble de paramètres relatifs tant au site (relief, type de sol et propriétés intrinsèques, histoire géologique, etc.) qu'aux choix du concepteur (lois de comportement, critère de rupture, etc.). L'étude d'un cas de référence a mis en évidence une variation du rapport des contraintes horizontales effectives sur les contraintes verticales effectives (K^*_0) en fonction de la profondeur, d'une part, et suivant la zone dans laquelle ce rapport de contrainte est étudié (zone A, B et C voir Figure 3. 1). Cette étude a également conclu à l'existence, dans les zones A et C, d'une profondeur caractéristique Z_C au delà de laquelle le rapport K^*_0 est indépendant de l'angle d'inclinaison du talus. Cependant, dans la zone B, la variation du rapport K^*_0 entre les points de rupture de pente dépend du pendage du massif de sol (Figure 3. 14). L'utilisation d'une loi de comportement élastoplastique, plus représentative du comportement réel du sol, impacte également l'état des contraintes dans le massif de sol en pente.

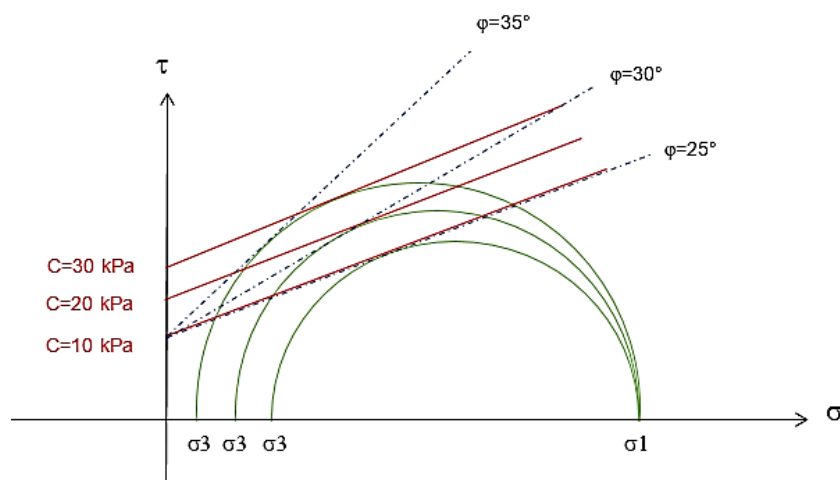


Figure 3. 34. Cercle de Mohr

D'une manière générale, la prise en compte de la plasticité dans les calculs a deux effets. Le premier est qu'elle restreint les contraintes à une gamme de valeurs compatibles avec le critère de rupture utilisé (Figure 3. 34). Pour un sol supposé suivre une loi de comportement élastique, toutes les valeurs sont au contraire possibles. Il doit s'ensuivre des valeurs du coefficient K_0 variant dans un intervalle plus faible. Le deuxième effet qui s'oppose au premier vient des mouvements de sol plus importants induits par l'utilisation d'un critère de rupture.

Des variations de contraintes verticales et surtout horizontales ont lieu, ce qui affecte le rapport K^*_0 dans tout le massif de sol.

L'histoire géologique du massif et plus particulièrement le mode de formation de la pente a un impact non négligeable sur le champ de contrainte initial. Cependant son effet n'est pas nécessairement perceptible avec l'utilisation de certains critères de rupture. Le choix d'un comportement élastoplastique parfaitement plastique avec un critère de rupture Mohr-Coulomb, par exemple, ne rend pas compte de cette influence de la formation de la pente sur l'état initial des contraintes. Le recours à un comportement élastoplastique avec écrouissage associé à un critère de rupture fermé tel que le critère Cam-Clay modifié traduit mieux l'histoire géologique et ses conséquences sur le champ des contraintes.

4 Chapitre IV : Études expérimentales des contraintes initiales dans une pente

Résumé

Ce chapitre présente le volet expérimental de la thèse. Il comporte, en plus d'une brève présentation du site et de son histoire géologique, des résultats d'essais en laboratoire menés sur le sol en place et prélevé par carottage. Les essais sont réalisés par le laboratoire de rhéologie d'Aix en Provence du Cerema DTer Méditerranée. Les résultats de la campagne d'essais permettent l'identification et la caractérisation mécanique du sol en place. L'instrumentation de la pente consiste en la mise en place de cellules de mesure de pression totale pour la mesure des contraintes horizontales. Les mesures sont faites en continu sur une durée de 10 mois. Les paramètres météorologiques, les caractéristiques du capteur, la mise en place de l'appareil de mesure constituent un ensemble de facteurs susceptibles d'entacher les mesures. Ce chapitre met ainsi l'accent sur les difficultés liées à la mesure du champ de contrainte dans le sol. Il émet des idées et propositions afin de limiter les erreurs relatives à ces mesures.

Sommaire chapitre 4

- 4.1 Introduction
- 4.2 Présentation du site
 - 4.2.1 Localisation
 - 4.2.2 Histoire géologique du site et lithologie
- 4.3 Identification et caractérisation du sol
 - 4.3.1 Anciens essais et prélèvements
 - 4.3.2 Essais d'identification
 - 4.3.3 Essais de caractérisation
- 4.4 Mesures des contraintes
 - 4.4.1 Type de capteurs et fonctionnement
 - 4.4.2 Étalonnage des capteurs
 - 4.4.3 Mesure in-situ
 - 4.4.4 Résultats et analyses
 - 4.4.5 Détermination du rapport des contraintes horizontale et verticale
- 4.5 Conclusion et perspective

4.1 Introduction

Les travaux, précédemment présentés ont conclu que l'estimation des contraintes initiales dans un massif de sol en pente est une tâche ardue. Elle fait appel soit à des expressions analytiques, soit à une simulation numérique de la genèse de la pente et de l'historique des sollicitations subies. Le recours à des expressions analytiques nécessite la formulation de l'hypothèse d'un comportement élastique du massif de sol. Cependant, cette hypothèse simplificatrice ne traduit pas suffisamment le comportement réel du massif. De plus, les solutions analytiques sont généralement assez lourdes pour une utilisation d'ingénierie. Le choix d'une initialisation des contraintes par une simulation de l'histoire géologique du massif est une solution pour les utilisateurs des méthodes numériques en général. Cependant les informations relatives à la formation de la pente d'une part, et à l'historique des sollicitations d'autre part, ne sont pas toujours disponibles ou accessibles.

Le présent chapitre expose une campagne expérimentale cherchant à déterminer le champ de contrainte initial dans un massif de sol en pente. Cette détermination des contraintes initiales passe par la mesure, in-situ, des contraintes horizontales au moyen de cellules de mesure de pression totale fonçables. La mesure sur le site des contraintes initiales présente beaucoup de difficultés relatives au site, d'une part, et aux cellules de mesure de pression, d'autre part. Les facteurs externes d'ordre météorologique et la perturbation du champ de contraintes initial, engendrée par l'introduction de l'appareil de mesure, faussent considérablement les grandeurs mesurées. Cette perturbation est d'autant plus importante que l'instrument de mesure est épais. La calibration du capteur et sa sensibilité constituent des obstacles supplémentaires à la bonne mesure des contraintes. Face à cela, l'expérimentation proposée repose sur l'utilisation d'appareils de mesure suffisamment fins pour limiter les perturbations engendrées lors de leur mise en place. Elle mise également sur la relaxation des contraintes pour s'affranchir de la perturbation provoquée lors du fonçage des capteurs de pression. L'effet des paramètres externes tels que la température et/ou la pluviométrie est plus délicat à analyser et à estimer. La précision et la sensibilité de l'instrument de mesure constituent une difficulté supplémentaire. In fine, ce chapitre met en évidence les difficultés liées à la mesure du champ initial des contraintes dans un massif de sol en pente. L'analyse des contraintes mesurées s'intéresse aux différents paramètres susceptibles d'entacher les contraintes mesurées.

4.2 Présentation du site expérimental

4.2.1 Localisation

Le lieu choisi pour l'expérimentation se trouve dans le site de Vauxrains. Il est situé entre Soissons et Laon à une quinzaine de kilomètres de Soissons. Le site expérimental est un délaissé qui se situe au niveau de l'échangeur de Malmaison sur la route nationale n°2 (RN2). La zone d'étude est située à droite de la bretelle de sortie de la RN2 dans le sens Soissons-Laon (Figure 4. 1). Le massif de sol étudié a un pendage d'environ 7% et s'étend approximativement sur 200 m de long et 100 m de large.

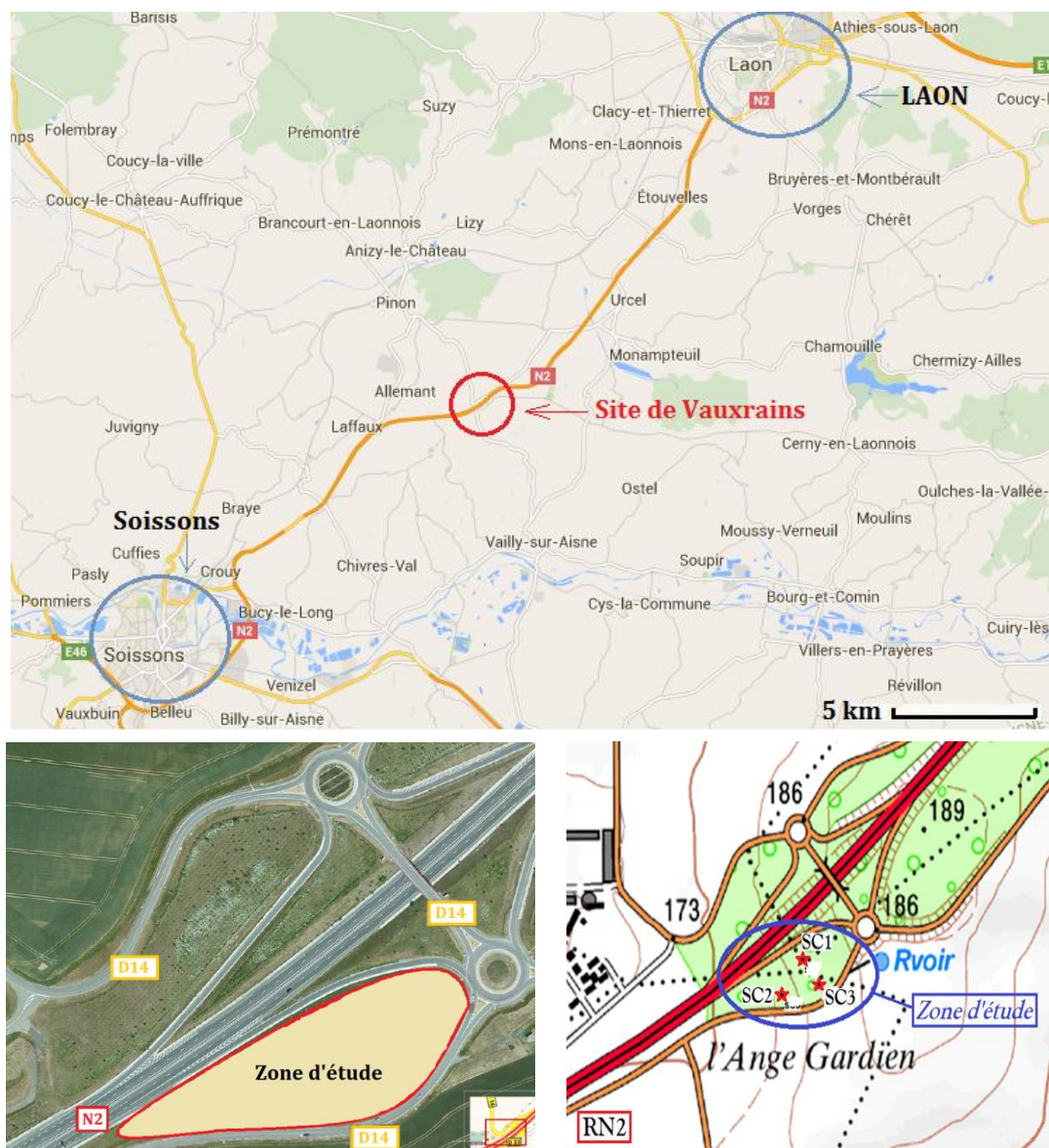


Figure 4. 1. Site expérimental et emplacement des carottages effectués pour les essais en laboratoire.

4.2.2 Histoire géologique et lithologie du site

Les plateaux du soissonnais ont un pendage orienté sud vers le centre du bassin parisien. Ils sont recouverts d'une épaisse couche de limon loessique. Un sondage pétrolier de 2261 m de profondeur réalisé à Vregny (Pomerol, 1984 sondage 106-2-1) relate l'histoire géologique de Soissons depuis l'époque géologique Trias (cote - 2095 m). L'histoire géologique de Soissons est marquée par une série d'immersion et d'émersion de la région causée par les arrivées et retraits successifs de la mer. Ces immersions et émergences récurrentes ont favorisé les dépôts sédimentaires allant du Trias à l'Oligocène. Il s'en est suivi une longue période continentale, allant de l'Oligocène à l'ère géologique actuelle, marquée par un mouvement épirogénique positif. Ce dernier entraîne l'érosion des couches de l'Éocène supérieur et de l'Oligocène. Le phénomène d'érosion est responsable de la formation du relief actuel. Les épisodes glaciaires qui ont suivi ont entraîné le dépôt d'une couche de limon loessique (5 à 6 m) reposant sur des matériaux sablo-argileux. Le Tableau 4. 1 fournit la coupe géologique de Soissons.

Tableau 4. 1. Coupe géologique de Soissons. Résultat du sondage 106-2-1 [Pomerol, 1984]

Epoque géologique	Profondeur /sol (m)	Epaisseur (m)	Lithologie	Observations
époque actuelle	0	6	Limon loessique	Sédimentation
	6	15	Argile sableuse	Retrait de la mer
Thanétien	21	30	Sable de bracheux	Arrivée de la mer
	51	2,5	Marne verte	
Sénonien	53,5	350	Craie blanche à silex	Sédiment de Plateforme carbonatée
Turonien	403,5	100	Craie grise claire	
Cénomanién	503,5	70	Craie grise	Retrait de la mer
	573,5	20	Argile du Gault	Arrivée de la mer
	593,5	40	Sable vert	
Purbeckien	633,5	30	Calcaire oolithique	Sédiments de plateforme carbonatée
Portlandien	663,5	104	Calcaire sublithographique	
Kimméridgien	767,5	375	Calcaire + argile + grès	Trois épisodes de détritique fin
Oxfordien	1142,5	65	Calcaire + argile	
Callovien	1207,5	62	Argile schisteuse + calcaire	
Bajocien	1269,5	150	Calcaire oolithique et pisolitique	Formation carbonatée
Bathonien	1419,5	130	Calcaire + intercalation argileuse	
Aalénien	1549,5	138	Argile schisteuse sombre et pyriteuse	Sédimentation argileuse
Toarcien	1687,5	36	Schiste carton	
Pliensbachien	1723,5	220	Argile schisteuse grise à noire	
Sinémurien	1943,5	44	Argile gris foncé	
Hettangien	1987,5	97	Argile + calcaire + argile	
Rhétien	2084,5	10	Argile schisteuse	
Trias	2094,5	-	Marne schisteuse	

L'histoire du site montre qu'il fut un champ de bataille lors de la première guerre mondiale. Une photo montrant l'état des voisinages du site est placée en annexe (A4.1).

4.3 Identification et caractérisation du sol sur le site

4.3.1 Anciens essais et prélèvements

Sept prélèvements à la tarière (T96-14, T96-15, T96-16, T96-17, T96-18, T96-19 et T96-20) ont été réalisés durant les campagnes de reconnaissance géotechnique effectuées lors du projet de quadruplement de la RN2 à la fin des années 1990. Ils fournissent la teneur en eau du sol et des renseignements sur la nature du sol en place. Trois essais pressiométriques (PR13, PR14 et PR15) ont également été réalisés au voisinage de la zone d'étude mise en relief sur la Figure 4.

2. Ces anciens sondages sont présentés en annexes.

L'essai PR-15, étant le seul qui donne des informations sur les cinq premiers mètres, est utilisé pour l'estimation du module pressiométrique du sol et de la pression limite en fonction de la profondeur.

Le Tableau 4. 2 récapitule les résultats des essais mentionnés ci-dessus.



Figure 4. 2. Emplacement des anciens sondages et zone de fonçage des capteurs de pression.

Tableau 4. 2. Tableau récapitulatif des teneurs en eau et du module pressiométrique du sol

Profondeur (m)	Nature	w_n (%)							E_M (MPa)	P_{LM}^* (MPa)
		T96/14	T96/15	T96/16	T96/17	T96/18	T96/19	T96/20	PR15	PR15
0 - 01	limon sableux	18,7	22	18,8	18,8	21,2	20,2	21,4	3,9	0,26
01 - 02	limon sableux	23,8	22	19,6	18,9	19,7	19,5	20,3	17,1	0,97
02 - 03	limon sab / argilo - sab	23,6	22,8	21,6	22,4	16,7	20,9	16,9	16,7	1,36
03 - 04	limon argilo - sableux	-	21,5	23,4	22,8	22,1	21,7	24,1	16,7	1,23
04 - 05	limon argilo - sableux	-	-	10,7	22,7	23,6	24,2	23,7	17,3	1,43

4.3.2 Paramètres d'état et essais d'identification du sol.

Dans le cadre de l'expérimentation menée, trois sondages carottés de 5 m de longueur (SC1, SC2 et SC3) sont prélevés par l'équipe de sondage du laboratoire de Saint-Quentin rattaché au Cerema (Dter Nord-Picardie). La Figure 4. 1 montre l'emplacement des sondages carottés. Les carottes sont par la suite transmises au laboratoire de rhéologie d'Aix en Provence du Cerema (Dter Méditerranée). À leur réception, le laboratoire d'Aix en Provence constate que les carottes sont parfaitement bien conditionnées dans des conteneurs en PVC de 85 mm de diamètre extérieur. Les extrémités des carottes sont fermées par des bouchons et du ruban adhésif. La Figure 4. 3 est une photo de deux échantillons (EI2 et EI4) du sondage carotté SC3. Les essais effectués en laboratoire (essais d'identification et de caractérisation) qui sont présentés dans la suite du rapport sont réalisés par Jean-François Serratrice et son équipe.



Figure 4. 3. Sondage carotté SC3.

Échantillon EI2 (1 à 2 m). Échantillon EI4 (3 à 4 m)

Pour la détermination des paramètres d'état du sol, 37 mesures de teneur en eau et 18 mesures de densité sont effectuées sur des fragments de sol en accompagnement des éprouvettes prévues pour les essais de caractérisation. Ces mesures sont faites sur les sondages carottés SC2 et SC3

et couvrent les couches de sol allant de 1 à 4 m de profondeur. La Figure 4. 4 fournit les histogrammes des teneurs en eau et des poids volumiques. Ces données sont récapitulées dans les tableaux 4.3 et 4.4.

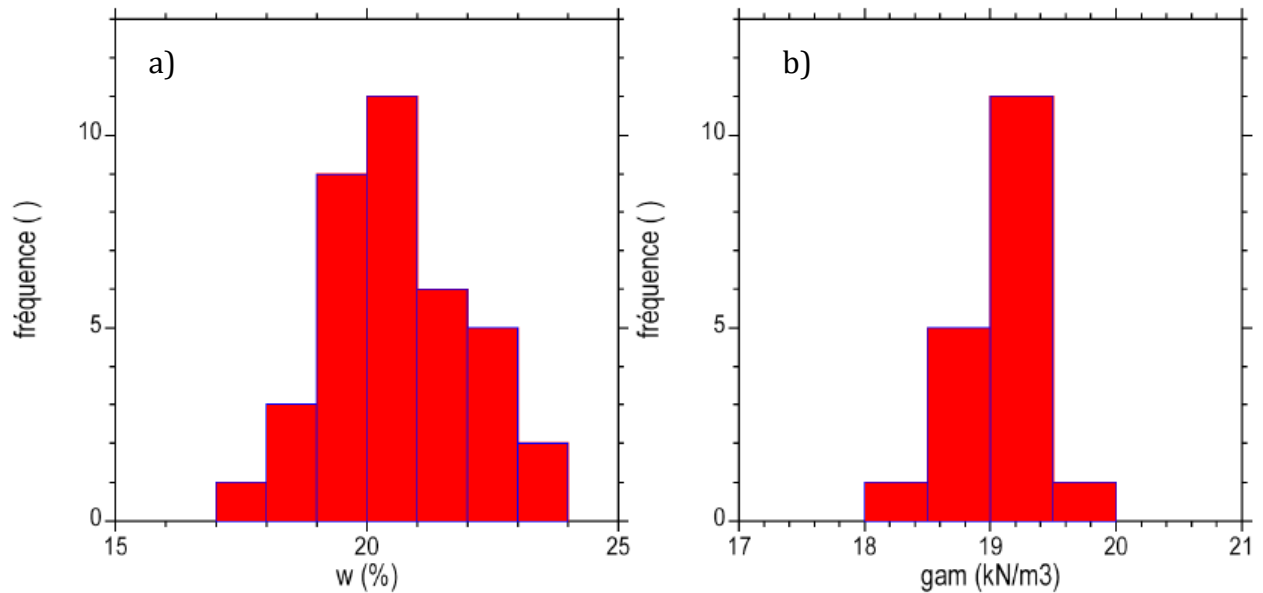


Figure 4. 4. Caractéristique d'état du sol. a) histogramme des teneurs en eau (37 mesures)
b) histogramme des poids volumiques (18 mesures)

Tableau 4. 3 Tableau récapitulatif de la dispersion de la teneur en eau

Sondage	Profondeur (m)	Nombre de mesures	w mini (%)	w maxi (%)	Moyenne (%)	Écart-type (%)	Coefficient de variation
ensemble		37	17,8	23,6	20,59	1,43	0,0695

Tableau 4. 4. Tableau récapitulatif de la dispersion du poids volumique

Sondage	Profondeur (m)	Nombre de mesures	γ mini (kN/m³)	γ maxi (kN/m³)	Moyenne (kN/m³)	Ecart-type (kN/m³)	Coefficient de variation
ensemble		18	18,3	19,8	19,10	0,343	0.0180

Le poids volumique des particules (γ_s) est pris forfaitairement égal à **26,5 kN/m³**. Il permet le calcul de l'indice des vides et du degré de saturation (S_r) par les relations (E4.1).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{et} \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{avec} \quad V_s = \frac{M_s}{\gamma_s} \quad (\text{E4. 1})$$

V_s est le volume des particules ;

V_w est le volume de l'eau ;

V_v est le volume des vides.

Compte tenu de la faible dispersion des mesures de teneur en eau et de poids volumique, les valeurs moyennes des paramètres sont retenues pour le sol. Elles sont rassemblées dans le Tableau 4. 5.

Tableau 4. 5. Paramètres d'état retenus pour le sol

Eprouvette	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e ()	S_r (%)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m ³)
ensemble	20,59	19,10	15,84	0,673	82,6	24,91	19,79

w_{sat} est la teneur en eau à la saturation ;

γ_{sat} est le poids volumique du sol saturé ;

S_r est le degré de saturation ;

γ_d est le poids volumique sec ;

γ_s est le poids volumique des particules ;

e est l'indice des vides ;

Pour l'identification du sol, une analyse granulométrique par diffraction laser, deux mesures des limites de consistance et un essai au bleu de méthylène sont réalisés sur les carottes SC2 et SC3 sur les échantillons E4, situés entre 3 et 4m de profondeur. Les résultats sont donnés dans le Tableau 4. 6.

Tableau 4. 6. Résultats des essais d'identification

Sondage	Echantillon	Prof (m)	C_2 (%)	C_{80} (%)	w_L ()	w_P ()	I_P ()	V_B (g/100g)
SC2	E4	3,00 – 4,00	-	-	26	19,5	6,5	-
SC3	E4	3,00 – 385	9,9	95,5	31,5	22	9,5	2,7

C_2 et C_{80} sont les teneurs en particules de diamètre inférieur respectivement à 2 μm et 80 μm .

Les sols étudiés, d'après la classification USCS-LCPC, se classent en Limon peu plastique (L_p) ou argile peu plastique (A_p).

4.3.3 Essais de caractérisation mécanique

4.3.3.1 Essais triaxiaux consolidés non drainés et à chargement monotone

Principe de l'essai et paramètres mesurés

L'essai triaxial CU (consolidé non drainé) est couramment utilisé pour la caractérisation des sols fins en général. Il consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol de diamètre d_0 et de hauteur h_0 à un champ de contrainte (σ_1 , σ_2 et σ_3 avec $\sigma_2 = \sigma_3$). La pression σ_3 est appelée pression de confinement (P_C). Elle est généralement exercée sur l'éprouvette avec de l'eau (immersion de l'éprouvette). L'essai se déroule en trois étapes (saturation, consolidation et cisaillement) en plus du montage des éprouvettes.

Saturation

La saturation de l'éprouvette revient à remplir les vides de l'échantillon de sol par de l'eau à travers la paroi poreuse placée à la base de l'éprouvette. Cette étape de remplissage des vides présents dans l'éprouvette par de l'eau peut être précédée par une injection de CO_2 . En effet ce dernier est plus facile à dissoudre dans l'eau que l'air. Une contre pression est par la suite appliquée par paliers successifs de manière à atteindre une valeur du coefficient de Skempton (B) proche de 1 (supérieure à 0,95 dans le cas de notre étude). Un coefficient B égal à 1 correspond à une saturation totale de l'éprouvette. La Figure 4. 5a montre un schéma de principe de l'appareil triaxial et de la saturation de l'éprouvette. La courbe d'évolution du coefficient B présentée sur la même figure est tirée des essais réalisés et dont les résultats sont présentés dans ce chapitre.

Consolidation

Dans cette phase, l'éprouvette est soumise à une pression hydrostatique σ_3 fixée pour l'essai. Elle correspond à la différence entre la pression (σ) et la contre pression (u_{CP}) appliquée à l'éprouvette lors de la saturation (Figure 4. 5b). Pendant cette phase de consolidation, le volume d'eau expulsé (ΔV), à travers les parois poreuses (en tête et à la base de l'éprouvette) et la diminution de la hauteur de l'éprouvette (Δh) sont mesurés en fonction du temps. Les courbes d'évolution de la déformation volumique (ε_v) et de la déformation axiale (ε_a) (E4. 2) en fonction du logarithme du temps permettent de déterminer la fin de la phase de consolidation. Elle correspond à la stabilisation des courbes. Des exemples sont donnés sur la Figure 4. 5b.

Cisaillement non drainé

La phase de cisaillement non drainé est une compression de l'éprouvette à vitesse constante (0,006mm/min et 0,009 mm/min pour les essais réalisés dans le cadre de cette étude). Cette compression est maintenue jusqu'à une déformation axiale comprise entre 15 et 22%. Cette phase fournit l'évolution de la variation de la hauteur de l'éprouvette, de l'effort axial et de la pression interstitielle en fonction du temps (Figure 4. 5c).

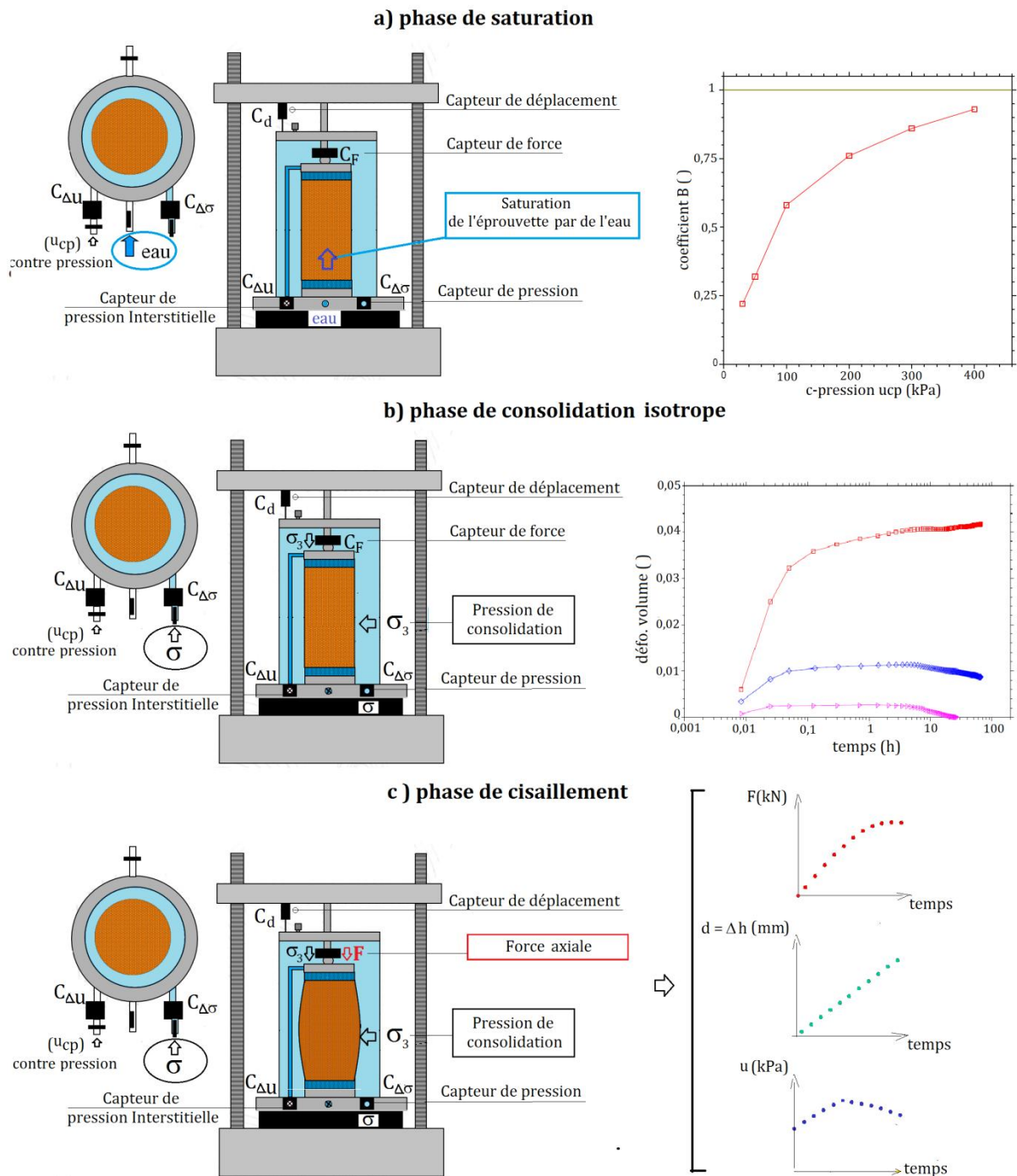


Figure 4. 5. Schéma de principe de l'appareil triaxial. (a) Saturation – (b) Consolidation isotrope – (c) Cisaillement. [schéma triaxial tiré du cours de Laurent Briançon sur les essais triaxiaux au Cnam]

À partir des différents paramètres mesurés au cours de l'essai (Δh , u , F), la pression moyenne (p), la pression déviatorique (q) et les déformations sont déduites à l'aide des relations ci-dessous :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad \text{et} \quad \varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (\text{E4. 2})$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_r = \sigma_3 - u \quad (\text{E4. 3})$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_a = \frac{F}{S_s} + \sigma'_3 \Rightarrow q = \frac{F}{S_s} \quad (\text{E4. 4})$$

$$p = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (\text{E4. 5})$$

$$S_s = S_0 \left(1 + \alpha \frac{d_0}{h_0} \right) \quad , \quad (\text{E4. 6})$$

où :

σ'_r et σ'_a sont les contraintes effectives radiales et axiales ;

u est la pression interstitielle à la base de l'éprouvette ;

F est l'effort axial appliqué ;

S_s et S_0 sont respectivement les sections corrigée et initiale de l'éprouvette ;

d_0 et h_0 sont les dimensions initiales de l'éprouvette.

α est un coefficient qui dépend du mode de rupture de l'éprouvette. Il vaut :

1 pour une rupture franche ;

1,5 pour une rupture en demi-tonneau ;

2 pour une rupture en tonneau.

L'essai est répété avec une valeur de la pression de confinement σ_3 différente. Les différentes valeurs des contraintes radiales et axiales permettent de déduire, suivant le plan utilisé (plan de Mohr, plan de Lambe ou plan p , q), la cohésion et l'angle de frottement du sol (*Figure 4. 7b*). La variation du déviateur en fonction de la déformation axiale donne le module d'Young non drainé E_U (*Figure 4. 7a*).

Conditions d'essais et éprouvettes

Trois séries d'essais triaxiaux consolidés non drainés et à chargement monotone sont effectuées sur neuf éprouvettes réalisées à partir de trois échantillons tirés des deux sondages carottés (SC2 et SC3). Le Tableau 4. 7 donne les informations relatives à ces essais. Les éprouvettes testées sont montrées sur la Figure 4. 6.

Tableau 4. 7. Essais triaxiaux CU à chargement monotone. Condition d'essai

éprouvette	échantillon	sondage	d ₀ (cm)	h ₀ (cm)	Condition	Pc (kPa)	V (mm/min)
RIL01	EI4 3,00 - 4,00	SC3	5,0	9,9	CU	150	0,006
RIL02			5,0	9,9	CU	50	0,006
RIL03			5,0	9,9	CU	500	0,006
RIL09	EI2 1,00 - 1,85		5,0	9,9	CU	500	0,009
RIL10			5,0	9,9	CU	150	0,009
RIL11			5,0	9,9	CU	50	0,009
RIL15	EI4 3,00 - 3,85	SC2	5,0	9,9	CUk	500	0,009
RIL16			5,0	9,9	CU	150	0,009
RIL17			5,0	9,9	CUk	50	0,009

CU essai triaxial consolidé non drainé monotone

k perméabilité

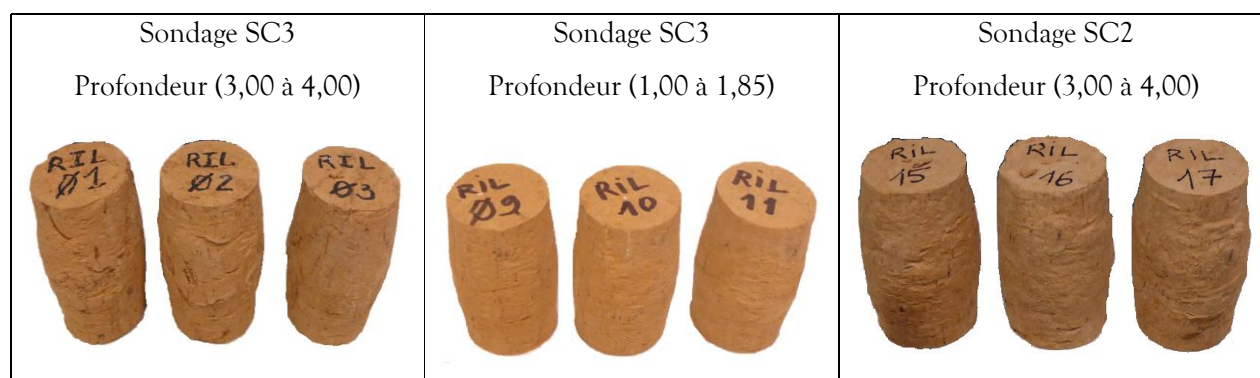


Figure 4. 6. Éprouvettes après les essais triaxiaux CU à chargement monotone.

Résultats des essais

Les graphes obtenus à la suite des essais réalisés sur les éprouvettes RIL15, 16 et 17 sont présentés sur la Figure 4. 7. Des essais triaxiaux cycliques sont également réalisés sur les éprouvettes RIL05, 14, 19, 20. Ces derniers donnent également des valeurs de E_u , c' et ϕ' . Les résultats des essais triaxiaux sont regroupés dans le Tableau 4. 8.

L'ensemble des courbes tirées des essais triaxiaux est placé en annexe (A4.2).

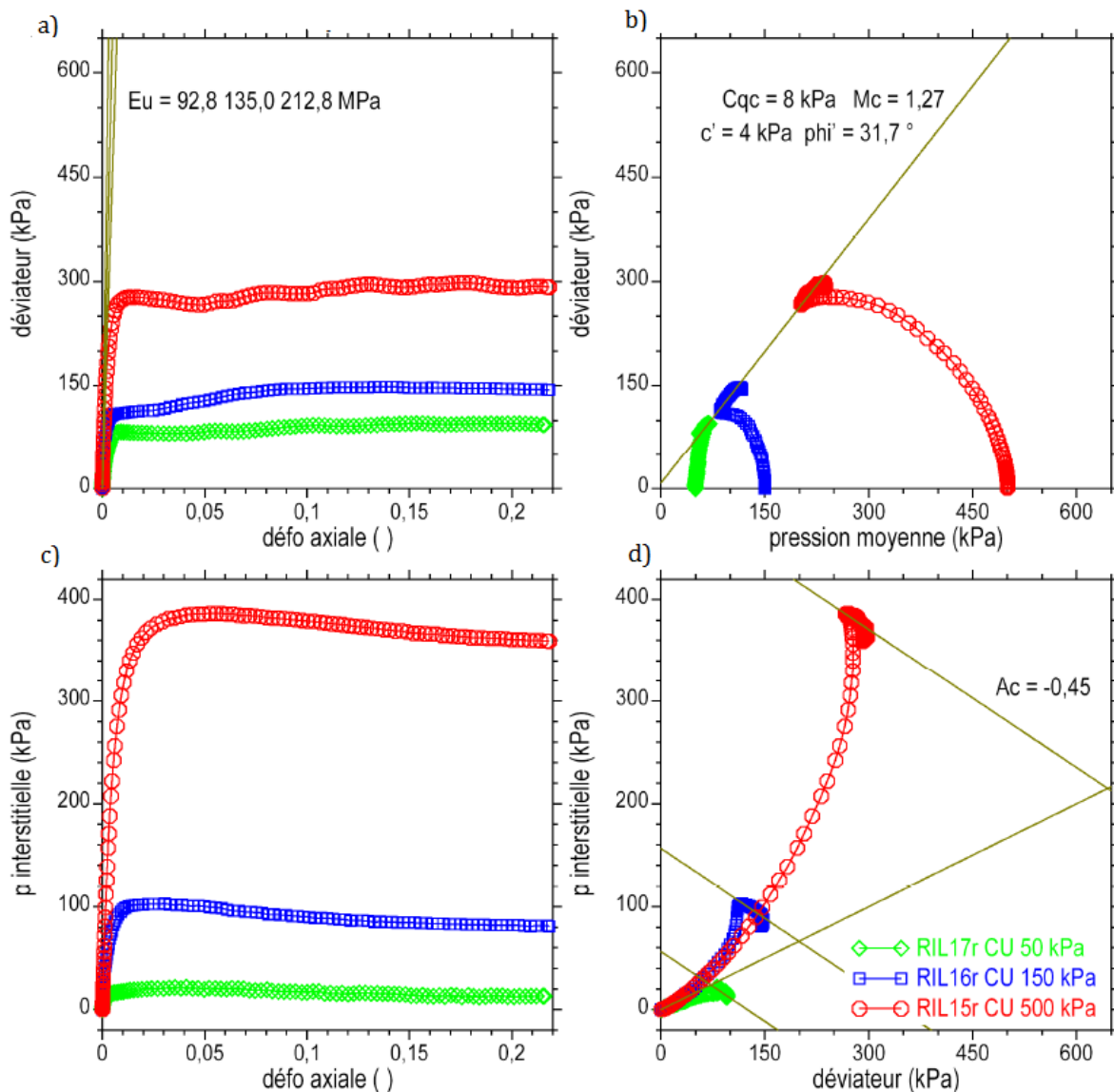


Figure 4. 7. (a) Courbe contraintes déformations – (b) chemins de contraintes dans le plan p, q - (c) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale – (d) chemin de pression interstitielle.

Tableau 4. 8. Tableau récapitulatif des résultats des essais triaxiaux

échantillon	sondage	Pc (kPa)	E _U (MPa)	c' (kPa)	φ' (degrés)
RIL02	SC3	50	60	18	25,4
RIL01		150	76	et	et
RIL03		500	150	0	29,5
RIL05		200	23	0	35,0
RIL11		50	53	0	31,2
RIL10		150	79		
RIL09		500	104		
RIL14	SC2	50	14	4	31,7
RIL15		50	93	4	31,7
RIL16		150	135		
RIL17		500	235		
RIL19		100	46	4	31,7
RIL20	SC3	100	49	6,5	31,7

Des mesures de perméabilité du sol après consolidation sont réalisées durant les essais triaxiaux CUK. Elles donnent des conductivités hydrauliques (k) de $1,6 \cdot 10^{-6}$ et $5,5 \cdot 10^{-8}$ m/s pour des pressions de confinement respectives de 50 kPa et 500 kPa.

4.3.3.2 Essai œdométrique K_0

Principe de l'essai et paramètres mesurés

L'essai œdométrique K_0 utilisé dans le cadre de cette étude a été développé afin de mesurer la contrainte effective radiale (σ'_r) en condition œdométrique.

Le principe de l'essai œdométrique standard et ses différentes variantes sont exposés dans le chapitre 1. Un bref complément y est apporté dans cette section. Il concerne la mesure de la contrainte radiale et la détermination du coefficient K_0 .

L'éprouvette de sol à tester est placée dans une bague cylindrique très peu déformable munie de jauges de contraintes qui fournissent la contrainte radiale dans l'éprouvette (σ_r). Le chargement est réalisé à vitesse lente, en condition drainée et à l'aide d'une presse triaxiale. Un anneau dynamométrique assure la mesure de la force appliquée (F). Le rapport de la force (F) sur la section de l'éprouvette (A_0) donne la contrainte axiale (σ_a). L'appareil est également équipé d'un

capteur de déplacement pour la mesure du déplacement axial (Δh) qui permet de déduire la déformation axiale (ε_a) subie par l'éprouvette à partir de la hauteur initiale (h_0). L'indice des vides du sol (e) est déduit de la déformation axiale et de l'indice des vides initial (e_0) du sol étudié. Ils sont liés par la relation E4.7.

$$e = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon_a \quad (\text{E4. 7})$$

À partir des données brutes, qui sont les grandeurs mesurées durant l'essai (ou directement déduites des grandeurs mesurées), les résultats sont traités et présentés sur une planche graphique. Elle regroupe les courbes contraintes-déformations (ε_a, σ'_r) et (ε_a, σ'_a), la courbe contrainte axiale-indice des vides (σ'_a, e) en échelle semi-logarithmique et les chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) en échelle arithmétique et logarithmique.

La courbe contrainte axiale-déformation axiale (ε_a, σ'_a) permet de déduire les modules œdométriques tangents ($E_{\text{œd}}$) de chargement et de déchargement. Ils correspondent respectivement aux pentes des droites tangentes aux courbes de chargement et de déchargement (Figure 4. 9a).

Les coefficients de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s) sont déterminés à partir de la courbe contrainte axiale-indice des vides (σ'_a, e) (Figure 4. 10).

Les chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) en échelle arithmétique fournissent, en chargement, le coefficient de pression des terres au repos d'un sol normalement consolidé (K_0^{nc}). Il correspond à la pente de la droite de chargement (Figure 4. 9b).

L'équation (E4.8) donne le coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé (en déchargement). Il est noté (K_0^{sc}).

$$K_0^{\text{sc}} = K_0^{\text{nc}} \left(\frac{\sigma'_{a \text{ max}}}{\sigma'_a} \right)^h, \quad (\text{E4. 8})$$

où $\sigma'_{a \text{ max}}$ est la contrainte effective maximale passée.

La valeur de l'exposant « h » s'obtient à partir des chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) en échelle logarithmique. Il est déduit de la pente du chemin de déchargement qui vaut $1 - h$ (Figure 4. 9d).

La relation (E4.8) se démontre en s'aidant de la Figure 4. 9d.

K_0^{nc} est la pente des chemins de chargement en échelle arithmétique et $\sigma'_{a \max}$ est la contrainte axiale maximale atteinte en chargement. $\sigma'_{a \max}$ peut être liée, en chargement à la contrainte radiale maximale ($\sigma'_{r \max}$) par la relation (E4.9).

$$\sigma'_{r \max} = K_0^{nc} \cdot \sigma'_{a \max} \quad (\text{E4. 9})$$

La contrainte axiale maximale atteinte en chargement peut aussi être considérée comme étant la contrainte axiale maximale au moment du déchargement. Avec cette hypothèse et à cette valeur de contrainte, le coefficient de pression des terres au repos en état normalement consolidé équivaut au coefficient de pression des terres au repos en état surconsolidé ($K_0^{nc} = K_0^{sc}$). L'équation (E4.10) donne la relation entre les contraintes maximales axiale et radiale en déchargement.

$$\sigma'_{r \max} = K_0^{sc} \cdot \sigma'_{a \max} \quad (\text{E4. 10})$$

Soit « p » la pente du chemin de déchargement sur la Figure 4. 9d. En déchargement, la relation (E4.11) exprime « P » en fonction des contraintes axiale et radiale.

$$\frac{\Delta \ln(\sigma'_r)}{\Delta \ln(\sigma'_a)} = p \Leftrightarrow \frac{\ln(\sigma'_{r \max}) - \ln(\sigma'_r)}{\ln(\sigma'_{a \max}) - \ln(\sigma'_a)} = p \quad (\text{E4. 11})$$

$$\Leftrightarrow \frac{\ln\left(\frac{\sigma'_{r \max}}{\sigma'_r}\right)}{\ln\left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a}\right)} = p \Leftrightarrow \ln\left(\frac{\sigma'_{r \max}}{\sigma'_r}\right) = p \ln\left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a}\right) \quad (\text{E4. 12})$$

L'équation (E4.13) s'obtient en remplaçant $\sigma'_{r \max}$ par l'expression (E4.9).

$$\Leftrightarrow \ln\left(\frac{K_0^{nc} \sigma'_{a \max}}{\sigma'_r}\right) = p \ln\left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a}\right) \quad (\text{E4. 13})$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{K_0^{nc} \sigma'_{a \max}}{\sigma'_r} \right) = \left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a} \right)^p \quad (\text{E4. 14})$$

$$\Leftrightarrow K_0^{nc} \left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_r} \right) = \left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a} \right) \left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a} \right)^{p-1} \quad (\text{E4. 15})$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{\sigma'_r}{\sigma'_a} \right) = K_0^{nc} \left(\frac{\sigma'_{a \max}}{\sigma'_a} \right)^{1-p} \quad (\text{E4. 16})$$

En posant « $h = 1 - p$ » et en se référant à la définition du coefficient de pression des terres au repos en surconsolidé ($K_0^{sc} = \sigma'_r / \sigma'_a$) on retrouve l'équation (E4.8).

Ainsi tous les paramètres sont déterminés graphiquement.

Condition d'essais et éprouvettes

Dans le cadre de cette étude, l'essai œdométrique K_0 est réalisé sur deux échantillons (RIL13 et RIL18). La Figure 4. 8 montre les éprouvettes testées. Le Tableau 4. 9 récapitule les conditions des essais.

Tableau 4. 9. Essai œdométrique K_0 . Conditions d'essai

éprouvette	échantillon	sondage	d_0 (cm)	h_0 (cm)	Condition	$\sigma'_{a \max}$ (kPa)
RIL13	EI3 2,00 – 3,00	SC3	6,0	2,5	1 cycle $v = 0,003 \text{ mm/min}$ 5 paliers	150
RIL18	EI4 3,00 – 3,85	SC2	6,0	2,5	2 cycles $v = 0,003 \text{ mm/min}$ 9 paliers	500 150 50

d_0 et h_0 sont le diamètre et la hauteur initiale de l'éprouvette

$\sigma'_{a \max}$ est la contrainte effective axiale maximale atteinte au cours de l'essai.

v est la vitesse de chargement continu de la presse



Figure 4. 8. Éprouvettes après les essais à l'œdomètre K_0 .

Résultats des essais à l'œdomètre à K_0

Les graphes tirés de l'essai réalisé sur l'éprouvette RIL18 sont présentés ci-après. Ceux de l'essai mené sur l'éprouvette RIL13 sont placés en annexe (A4.3).

Le Tableau 4. 10 regroupe les résultats obtenus. Les deux essais menés sur les éprouvettes RIL13 et 18 donnent des résultats très proches.

Tableau 4. 10. Essai œdométrique K_0 . Résultats d'essai

épreuve	C_c ()	C_s ()	E_{eod} (MPa) Chargement	E_{eod} (MPa) déchargement	K_0^{nc} ()	h ()
RIL13	0,0711	0,0090	9,0	41,2	0,43	0,44
RIL18	0,0815	0,0075	10,5	95,0	0,47	0,44

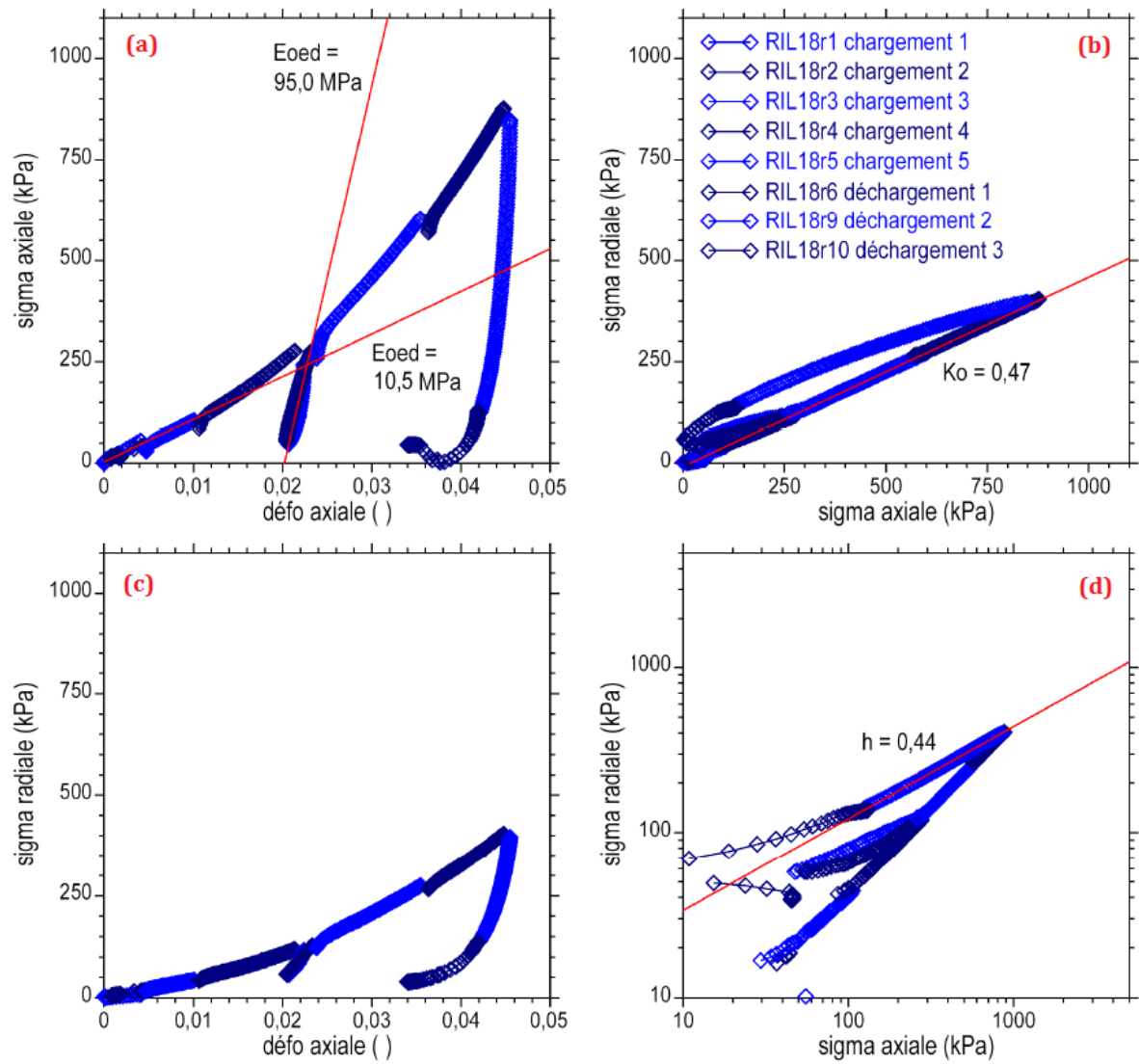


Figure 4. 9. (a) Courbe contraintes-déformations (ϵ_a, σ'_a) – (b) chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) – (c) Courbe contraintes-déformations (ϵ_a, σ'_r) – (d) chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) échelle log.

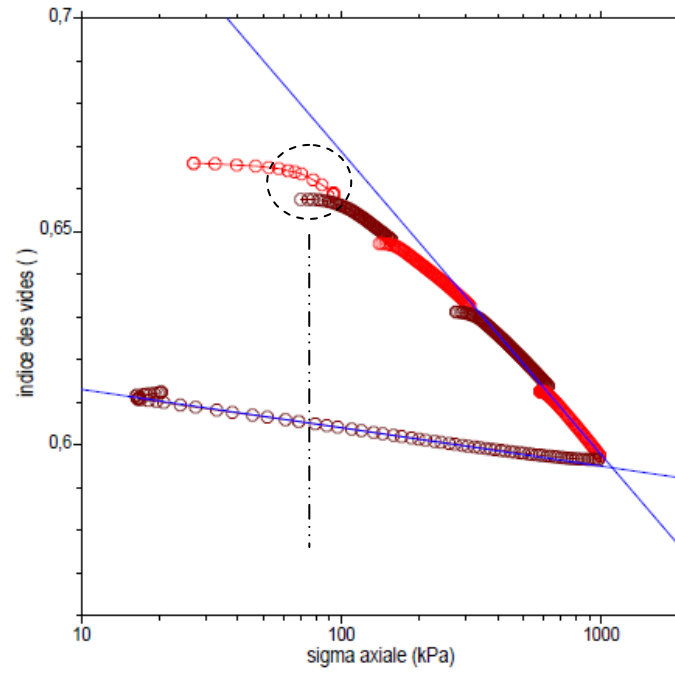


Figure 4. 10. Essai œdométrique K_0 . Courbe contrainte axiale-indice des vides (σ'_{ax} , e) en échelle semi-logarithmique –Eprouvette RIL13 (2,00 à 3,00 m)

Les graphes de la Figure 4. 10 donnent une contrainte de préconsolidation de l'ordre de 70 kPa pour l'éprouvette RIL13 (2 à 3,00 m de profondeur). Pour la suite de l'étude, nous affectons à l'éprouvette RIL13 une profondeur de 2,50 m.

Admettons que la contrainte de préconsolidation dans le sol évolue suivant l'expression (E4.17).

$$\sigma'_p = \gamma \cdot z + \sigma'_{p_0} \quad (E4. 17)$$

La valeur de σ'_{p_0} peut alors être déduite de la valeur de la contrainte de préconsolidation déterminée à partir de la Figure 4. 10.

$$\begin{cases} z = 2,5m \\ \sigma'_p = 70kPa \end{cases} \Rightarrow \sigma'_{p_0} = 22,25 kPa$$

Pour la suite de l'étude $\sigma'_{p_0} = 22 \text{ kPa}$.

Le Tableau 4. 11 récapitule les valeurs de K_0 calculées à partir des résultats des essais œdométriques. Une valeur moyenne de 0,45 est retenue pour le coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé.

Tableau 4. 11. Tableau récapitulatif des valeurs de K_0^{sc} .

z (m)	K_0^{nc} ()	h ()	$\sigma'_{v;0}$ (kPa)	σ'_p (kPa)	Roc ()	K_0^{sc} ()
1,00	0,45	0,44	19,1	41,1	2,15	0,63
1,50	0,45	0,44	28,6	50,65	1,76	0,58
2,00	0,45	0,44	38,2	60,2	1,57	0,55
2,85	0,45	0,44	54,4	76,4	1,40	0,52
3,00	0,45	0,44	57,3	79,3	1,38	0,52
4,00	0,45	0,44	76,4	98,4	1,28	0,5
4,50	0,45	0,44	85,9	107,9	1,25	0,5

z est la profondeur.

$\sigma'_{v;0}$ est la contrainte verticale due au poids des terres ($\sigma'_{v;0} = \gamma \cdot z$).

K_0^{nc} est le coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé

K_0^{sc} est le coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé (supposé être sur le site à une profondeur donnée).

Les valeurs de K_0^{sc} trouvées sont inférieures à 1 et diminuent avec la profondeur.

4.4 Mesure des contraintes sur le site expérimental

Plusieurs travaux de recherche ont abouti au développement de méthodes de mesure in-situ permettant la mesure ou la déduction du champ initial des contraintes. Certains sont présentés dans le chapitre 1 de ce présent document.

Dans le cadre de l'expérimentation réalisée et présentée ci-après, la mesure de la contrainte horizontale dans le sol est faite par des capteurs de pression totale. Le choix de cette méthode de mesure est dicté par le fait que:

- l'utilisation des capteurs de pressions totales est simple ;
- elle offre la possibilité d'effectuer des mesures en continu sur une longue période ;
- il n'est pas nécessaire de recourir à des expressions empiriques de corrélation entre la grandeur mesurée et la pression.

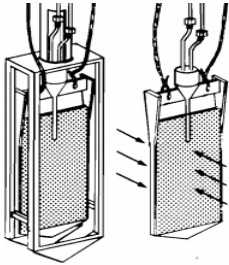



Les mesures en continu couvrant une assez longue période réduisent les perturbations engendrées, sur l'état de contrainte en place, par l'installation de l'appareil de mesure.

4.4.1 Type de capteurs de pression totale et fonctionnement

4.4.1.1 Choix du capteur de pression totale

Le choix du type de capteur utilisé dans l'expérimentation repose principalement sur sa géométrie (largeur, longueur, épaisseur) et son mode de mise en place. Ces critères sont étudiés, d'une part, pour limiter la perturbation créée dans le sol et, d'autre part, afin d'avoir une surface sensible suffisamment large pour que les mesures locales soient représentatives de l'état de contrainte dans la zone de mesure. En effet, l'ampleur des perturbations est d'autant plus importante que l'appareil de mesure est épais. Le choix le plus judicieux est d'opter pour un capteur à la fois suffisamment fin pour limiter les perturbations et assez épais pour procurer une rigidité suffisante à l'appareil et par conséquent empêcher son fléchissement pendant l'installation. La largeur doit être suffisamment faible pour faciliter la mise en place et un capteur trop long aurait tendance à dévier par rapport à la direction verticale. Selon Lutenecker, (2012), une largeur de 10 cm et une longueur de 20 à 30 cm satisfont au mieux ces conditions. Toujours dans l'optique de limiter les perturbations liées à l'installation des capteurs, le mode de mise en place par fonçage est également privilégié. Le Tableau 4. 12 donne les dimensions de quelques capteurs de pression totale présents sur le marché ou dans la littérature.

Tableau 4. 12. Cellule de mesure de pression et géométrie

N°	Références / photos	Largeur (mm)	Longueur (mm)	Epaisseur (mm)	Installation
1	Massarsch (1975) 	100	200	4	Par fonçage (avec ossature de protection)
2	Tanevas et al. (1975) de [Lutenegger 2012]	300	450	12	Par fonçage
3	Ladd et al. (1979) de [Lutenegger 2012]	114,5	565	9	Par fonçage
4	Ohya et al. (1983) de [Lutenegger 2012]	90	210	6	Par fonçage
5	Capteur de pression pneumatique 	180	180	4	Fonçable si modification
6		160	160	6	Non fonçable
7	Capteur de pression push-in à corde vibrante 	200	100	5	Fonçable

Les capteurs n°1 et n°7 présentent les meilleurs compromis entre la longueur, la largeur et l'épaisseur. La mise en place du capteur n°1 nécessite un avant-trou à travers lequel le capteur est descendu. Il s'arrête à 30 cm au dessus de la zone dans laquelle la mesure doit être faite. Cependant, du fait de l'ossature de protection dont le capteur est équipé lors de la descente, son installation nécessite un avant-trou assez large. Les effets d'un tel forage risquent d'impacter le sol situé 30 cm plus bas.

La mise en place du capteur n°7 requiert également, à certaines profondeurs de mesure, un avant-trou. Cependant, il est moins large que celui du capteur n°1. De plus, suivant le type de sol, le forage peut s'arrêter à 1,5 m au dessus de la zone de mesure.

Compte tenu de ce qui précède, le capteur n°7 a été choisi pour l'étude.

4.4.1.2 Présentation du capteur de pression et mode de fonctionnement

Présentation des capteurs utilisés

Les capteurs de pression totale choisis sont des cellules de mesures de pression totale à corde vibrante, fonçables et commercialisés par la société ITM-Soil. Ils sont constitués d'une fine plaque métallique qui délimite la zone sensible du capteur. Les capteurs sont équipés sur leur partie haute d'un transducteur de pression à corde vibrante. Le système de la corde vibrante assure une bonne fiabilité des mesures malgré la longueur des câbles utilisés. Les câbles électriques assurent la liaison entre le transducteur de pression et la centrale d'acquisition. Les capteurs sont également munis d'un piézomètre (*Figure 4. 11*).

Une thermistance interne effectue une lecture de la température à chaque mesure. De plus, des informations supplémentaires, aidant à l'appréciation du niveau de fiabilité de la mesure, sont fournies lors de la mesure de la pression. Le rapport « signal/bruit » par exemple constitue un indicateur sur la fiabilité de la mesure. Il traduit, quand le rapport est faible, une très forte présence de bruit autour de la valeur mesurée. Inversement, un grand rapport correspond à une bonne mesure avec un faible bruit. L'utilisateur a la possibilité de définir un seuil pour le bruit en fixant une valeur minimale du rapport « signal/bruit » en deçà de laquelle une nouvelle mesure est automatiquement effectuée. Chaque mesure est annoncée par une série de flash du voyant « LED de Mesure » (*Figure 4. 11*). Les flashes sont réguliers avec une période de 2 secondes et durent 40 secondes.

La géométrie (extrémité anguleuse) du capteur facilite son fonçage.

La gamme de mesure des capteurs utilisés est de 2000 kPa. L'incertitude liée aux mesures est de 0,05 % de l'amplitude de mesure soit 1 kPa.

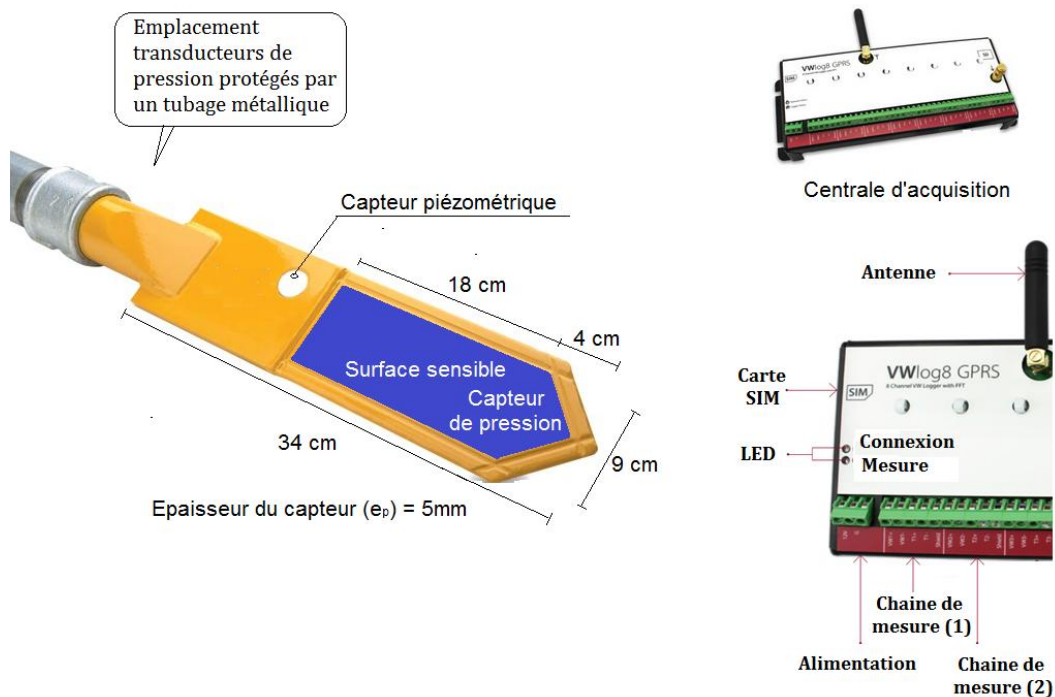


Figure 4. 11. Capteur de pression à corde vibrante et centrale d'acquisition

Fonctionnement des capteurs:

La Figure 4. 12 schématise le principe de fonctionnement des capteurs de pression à corde vibrante. En dessous de la surface sensible se trouve un diaphragme flexible. Dans le cas des capteurs utilisés ce diaphragme est un liquide. Pour des raisons de confidentialité nous ne disposons pas d'informations sur la nature du liquide. Cependant, de l'huile hydraulique est généralement utilisée dans les appareils de ce type.

La grandeur, qui est directement mesurée par le capteur est une fréquence. Elle correspond à la fréquence de résonance de la corde vibrante. Pour le type de capteur utilisé, la corde vibrante est un fil d'acier à forte teneur en carbone (Figure 4. 12). La bobine présente au bout de la corde vibrante est équipée d'un électro-aimant qui, en excitant le fil d'acier, provoque une oscillation de ce dernier. Cette même bobine mesure, par la suite, la fréquence de résonance du fil d'acier.

Le capteur est calibré lors de sa fabrication avec une fréquence dite à vide (F_0) ou fréquence de retour. Elle peut être associée à une longueur L_0 du diaphragme flexible. Cette fréquence à vide

correspond à la fréquence mesurée quand le capteur est soumis à la pression atmosphérique et peut dépendre des conditions sur le site. Elle permet de s'assurer, par une mesure après le déchargement du capteur et une comparaison des deux mesures à vides, d'une éventuelle fuite au niveau du capteur.

Lors de l'utilisation du capteur, une première mesure est réalisée avant l'application d'une pression sur le capteur. Elle correspond à la fréquence F_0 . Avec l'application d'une pression sur la surface sensible du capteur, le diaphragme subit une déformation qui modifie la tension de la corde vibrante. À la sollicitation du fil d'acier par la bobine, la fréquence de résonnance mesurée (F_1) à l'application d'une pression diffère de celle obtenue lors de la mesure à vide (F_0). En effet, la fréquence de résonnance dépend de la tension du fil d'acier, qui elle-même dépend des déplacements subis par le diaphragme flexible. À partir des fréquences F_0 et F_1 , deux variables (R_0 et R_1) sont calculées (E4.18). Deux expressions lient le carré de la fréquence mesurée (R) à la pression appliquée au capteur (P). Ils consistent en des expressions linéaire (E4.19) et polynomiale (E4.20).

$$R_0 = \frac{F_0^2}{1000} \quad \text{et} \quad R_1 = \frac{F_1^2}{1000} \quad (\text{E4. 18})$$

$$P = \Gamma(R_0 - R_1) \quad (\text{E4. 19})$$

$$P = \alpha.R_1^2 + \beta.R_1 + \chi \quad (\text{E4. 20})$$

$$\chi = -(\alpha.R_0^2 + \beta.R_0) \quad (\text{E4. 21})$$

où,

F_0 est la fréquence de résonnance mesurée à vide ;

F_1 est la fréquence de résonnance mesurée lors du chargement du capteur ;

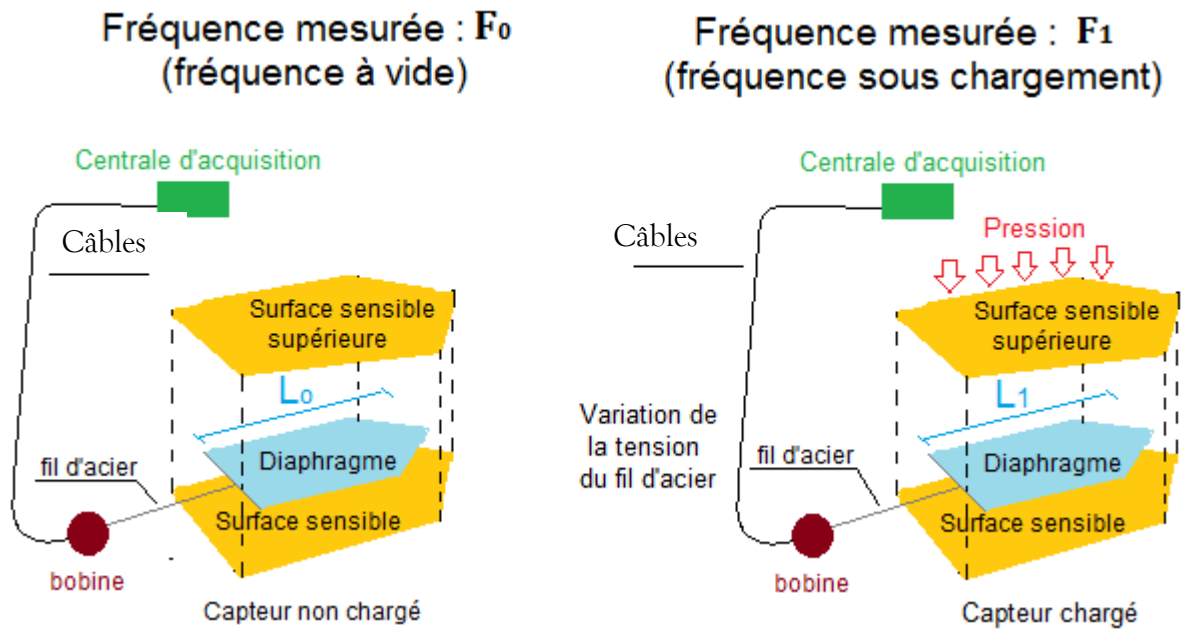
Γ est le facteur de jauge linéaire donné par le fournisseur. Il est défini pour chaque capteur lors de sa calibration ;

α et β sont les facteurs de jauge polynomiaux donnés par le fournisseur. Ils sont définis pour chaque capteur lors de sa calibration. Les constantes de calibration données par le fournisseur sont indiquées dans le Tableau 4. 13.

Tableau 4. 13. Paramètres d'étalonnage des capteurs par le fournisseur

Capteurs	A	B	C	D	E	F	G
Numéro	049522	049521	049839	049842	049840	049838	049841
α ($\cdot 10^{-9}$)	-4351,337	-7275,778	-2719,007	-5889,045	-5278,42	2950,116	-5020,934
β ($\cdot 10^{-4}$)	-8945,971	-9049,965	-9303,696	-9105,217	-9199,121	-9888,425	-9047,485
Γ ($\cdot 10^{-4}$)	9458,1	9865,8	9598,6	9741,1	9787,5	9561,0	9616,2
R_{0-four}	6944,5	6623,8	6467,0	6428,5	6598,2	6594,3	6705,7

R_{0-four} est le millièrme du carré de la fréquence à vide trouvée par le fournisseur. Il recommande de l'utiliser en cas d'une mauvaise mesure de la fréquence à vide sur le chantier.

**Figure 4. 12.** Principe de fonctionnement du capteur de pression à corde vibrante

Dans la suite des travaux réalisés, la relation linéaire entre le carré de la fréquence mesurée et la pression appliquée (E4.19) est privilégiée.

4.4.2 Étalonnage des capteurs

L'étalonnage des capteurs est fait à l'eau et dans une cellule triaxiale. Elle est cylindrique avec un diamètre de 40cm et une hauteur de 70 cm (20 cm +50 cm) (Figure 4. 13). La mise sous pression de la cellule se fait à pression imposée et à l'aide d'un générateur de pression (GDS). La cellule est équipée de deux capteurs de pression reliés à des afficheurs. Lors de l'étalonnage, la pression de confinement est appliquée de façon incrémentale (10 kPa, 15 kPa, 30 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa, 500 kPa, 600 kPa). A chaque palier, deux mesures de pression sont effectuées. Une série de mesures en déchargement est également menée. La pression de confinement est appliquée à l'aide d'un générateur de pression de marque GDS (Figure 4. 13). Pour la suite de l'étude, le terme GDS est utilisé pour faire référence au générateur de pression. La pression de confinement maximale atteinte lors de l'essai est de 600 kPa. Au delà, nous relevons des fuites au niveau de la cellule.

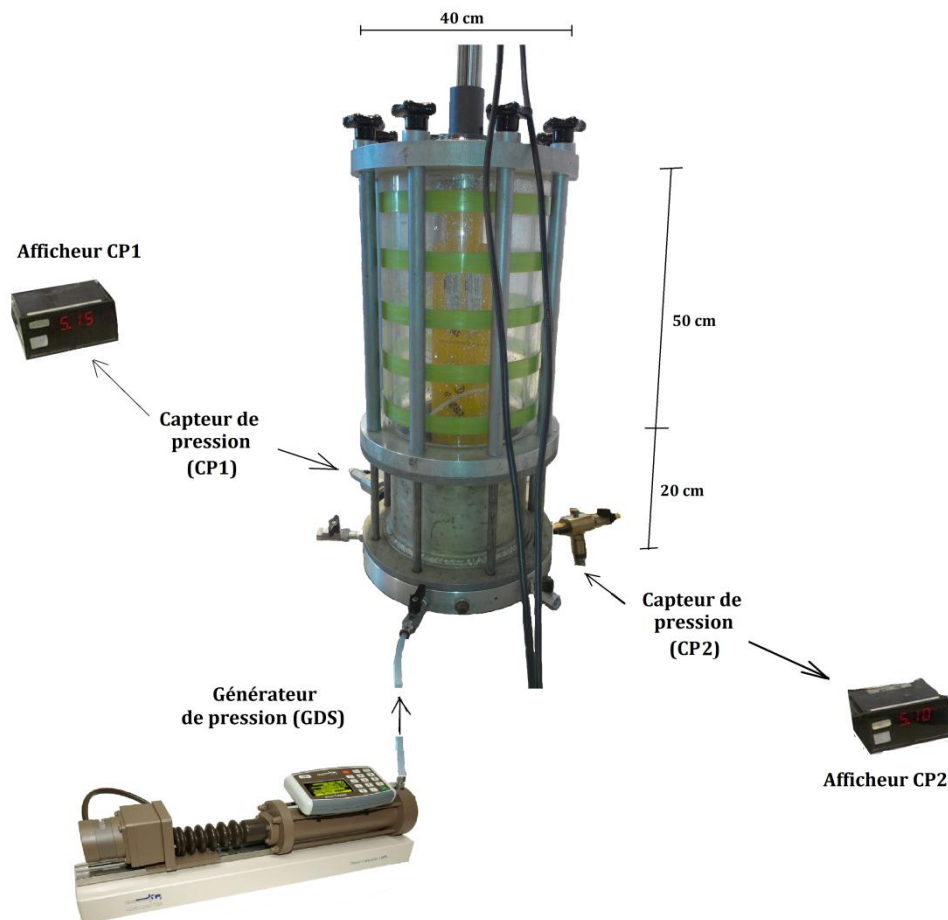


Figure 4. 13. Cellule d'étalonnage

La Figure 4. 14 présente les différentes étapes de l'étalonnage et les pressions lues ou mesurées à chaque étape. L'intervalle de mesure du capteur de pression est fixé à cinq minutes, afin d'effectuer un remplissage progressif de la cellule tout en ayant des mesures à des hauteurs d'eau bien définies.

La mesure de la fréquence à vide du capteur est effectuée lors des phases 1 et 2a. Les fréquences F_0^1 et F_0^{2a} correspondent respectivement aux fréquences mesurées par le capteur de pression durant les phases 1 et 2a. Elles sont identiques.

Lors du remplissage de la cellule, la hauteur d'eau, les pressions P_{CP1} et P_{CP2} et l'heure de la mesure sont notées.

Le passage de la phase 2a à la phase 2b permet de corriger les pressions mesurées par les capteurs CP1 et CP2. Ces pressions corrigées sont notées P_{CP1}^* et P_{CP2}^* et correspondent aux pressions appliquées au centre de la zone sensible du capteur et mesurées par les capteurs CP1 et CP2. Elles sont données par les expressions (E4.22) et (E4.23).

$$P_{CP1}^* = (P_{CP1} - P_{CP1}^{2b}) + \frac{P_{CP1}^{2b} - P_{CP1}^{2a}}{2} \quad (\text{E4. 22})$$

$$P_{CP2}^* = (P_{CP2} - P_{CP2}^{2b}) + \frac{P_{CP2}^{2b} - P_{CP2}^{2a}}{2} \quad (\text{E4. 23})$$

$$\begin{cases} P_{CP1}^* = 0 \\ P_{CP2}^* = 0 \end{cases} \text{ en phase 2a.}$$

où,

P_{CP1} et P_{CP2} sont les pressions mesurées par les capteurs CP1 et CP2 à une phase donnée ;

P_{CP1}^{2a} et P_{CP2}^{2a} sont les pressions mesurées par les capteurs CP1 et CP2 à la phase 2a ;

P_{CP1}^{2b} et P_{CP2}^{2b} sont les pressions mesurées par les capteurs CP1 et CP2 à la phase 2b ;

P_{CP1}^* et P_{CP2}^* sont les pressions mesurées par les capteurs CP1 et CP2 et corrigées.

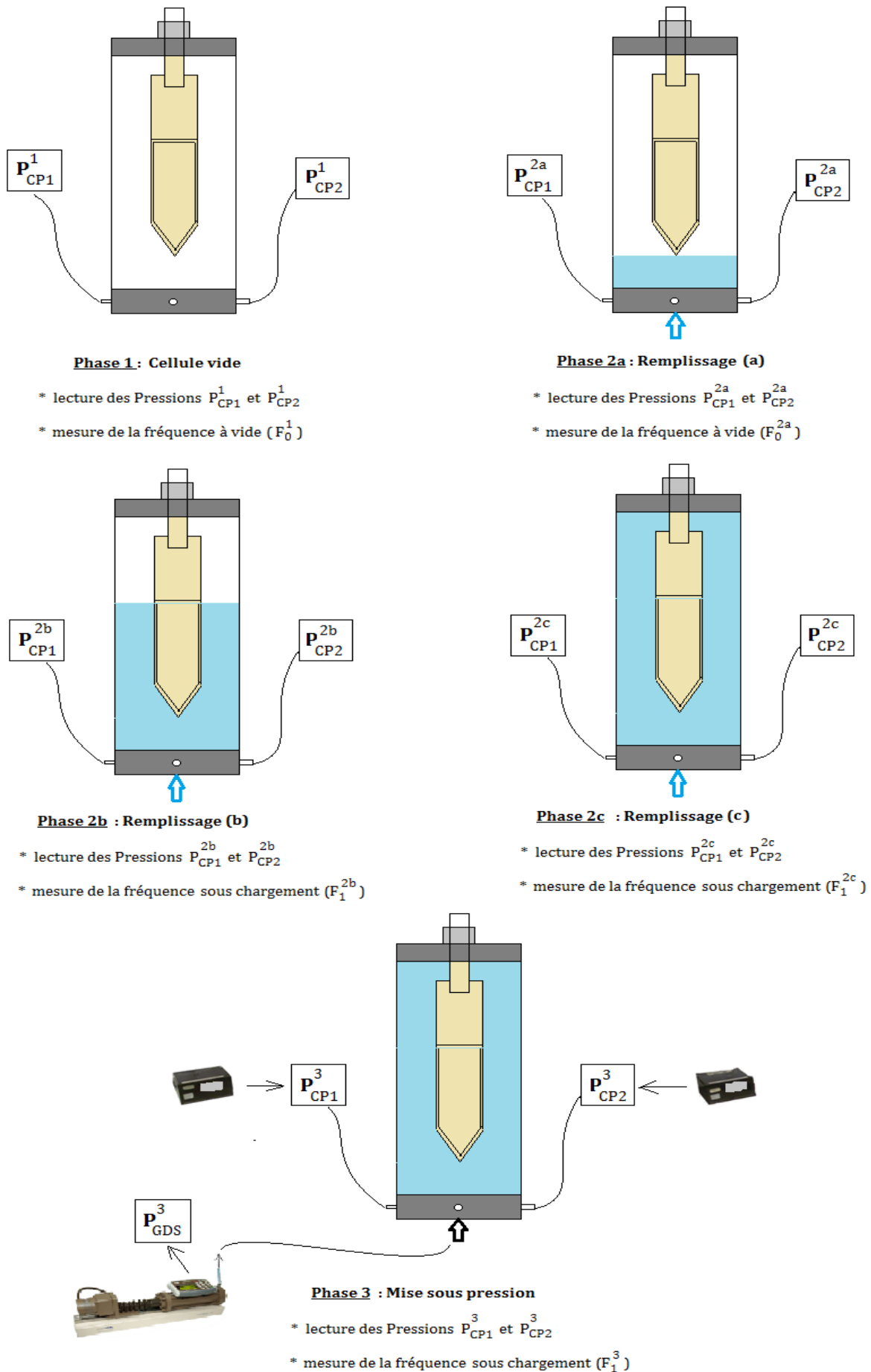


Figure 4. 14. Différentes phases de l'étalonnage du capteur de pression à corde vibrante

La pression imposée par le GDS (P_{GDS}) est aussi corrigée pour obtenir la pression au centre de la surface sensible du capteur de pression (P_{GDS}^*). La pression qui s'applique à la surface sensible du capteur, au moment du branchement de la GDS est supposée égale à la moyenne des pressions corrigées au même moment. Elles sont notées P_{CP1}^{br*} et P_{CP2}^{br*} . La pression lue sur le GDS, lors de son branchement à la cellule, est notée P_{GDS}^{br} . L'exposant « br » fait référence au branchement de la GDS. La pression corrigée du GDS est donc donnée par l'équation (E4.24)

La valeur de $R_{0\ labo}$ calculée à partir de la fréquence à vide mesurée en laboratoire ($F_{0\ labo}$) diffère de celle donnée par le fournisseur. Ainsi, à partir des deux valeurs de R_0 , deux valeurs de pression sont calculées en utilisant l'équation (E4.19) (P_{labo} et P_{fourn}).

Les pressions P_{labo} et P_{fourn} sont données par les équations (E4.25) et (E4.26).

$$P_{GDS}^* = P_{GDS} - \left(P_{GDS}^{br} - \frac{P_{CP1}^{br*} + P_{CP2}^{br*}}{2} \right) , \quad (E4. 24)$$

où,

P_{CP1}^{br*} et P_{CP2}^{br*} sont les pressions corrigées et mesurées par les capteurs CP1 et CP2 au moment du branchement du GDS ;

P_{GDS}^{br} est la pression lue sur le GDS après son branchement à la cellule ;

P_{GDS}^* est la pression corrigée et imposée par le GDS.

$$P_{labo} = \Gamma(R_{0\ labo} - R_1) \quad (E4. 25)$$

$$P_{fourn} = \Gamma(R_{0\ fourn} - R_1) \quad (E4. 26)$$

Dans ce qui suit, « P_{app} » désigne la pression appliquée au capteur et il correspond à la pression du GDS corrigée « P_{GDS}^* ».

La Figure 4. 15 trace l'évolution de la pression appliquée au capteur de pression « A » (P_{app}) en fonction de celle mesurée (P_{labo} ou P_{fourn}). Elle donne de bonnes corrélations entre la pression appliquée et les pressions obtenues à partir des fréquences mesurées. Elles sont données par les équations (E4.27) et (E4.28).

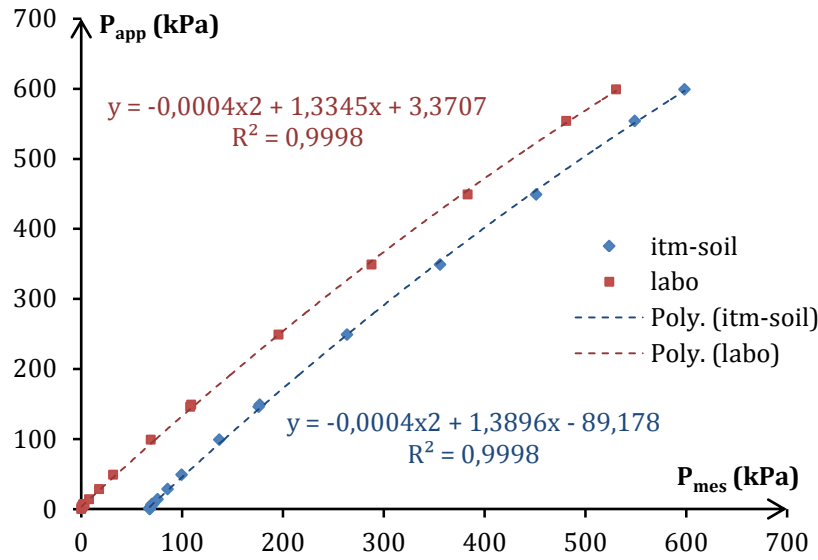


Figure 4. 15 Courbe d'évolution de la pression appliquée en fonction de la pression calculée.
Capteur de pression A.

$$P_{app} = a.P_{labo}^2 + b.P_{labo} + c \quad (E4. 27)$$

$$P_{app} = a'.P_{fourn}^2 + b'.P_{fourn} + c' \quad (E4. 28)$$

Le Tableau 4. 14 regroupe les différentes valeurs de a, b, c, a', b' et c' des différents capteurs de pression (A, B, C, D, E, F et G).

Tableau 4. 14. Paramètres d'étalonnage des capteurs de pression

Capteurs	a	b	c	a'	b'	c'
A	-4.10^{-4}	1,3345	3,3707	-4.10^{-4}	1,3896	$-89,178$
B	-3.10^{-4}	1,2566	1,7148	-3.10^{-4}	1,2179	$-100,88$
C	-2.10^{-5}	0,9704	2,8109	-2.10^{-5}	1,9734	$-77,041$
D	8.10^{-6}	0,9854	$-0,16$	8.10^{-6}	0,9841	$-75,057$
E	-1.10^{-5}	0,9901	1,1249	-1.10^{-5}	0,9924	$-93,764$
F	2.10^{-5}	0,9797	$-2,0336$	2.10^{-5}	0,9763	$-100,27$
G	6.10^{-6}	0,9816	0,5747	6.10^{-6}	0,9806	$-79,368$

4.4.3 Expérimentation in-situ

4.4.3.1 Matériel

L'équipement nécessaire à la réalisation de l'expérimentation est composé de 7 capteurs de pression à corde vibrante, d'une centrale d'acquisition et d'une sondeuse « **Sedidril 500** » (Figure 4. 16). La présentation des capteurs et de la centrale d'acquisition a été faite précédemment. La fiche technique de la sondeuse est placée en annexe (A4.4).

Un avant-trou est réalisé à la tarière. Il descend entre 0,5 et 1m au dessus du point de mesure. Les capteurs sont par la suite foncés à faible vitesse jusqu'à la profondeur voulue.

**Figure 4. 16.** Fonçage du capteur de pression

4.4.3.2 Emplacement des capteurs et profondeur de fonçage

Des arbres de petite taille assurent un quadrillage parfait du site expérimental. Ils sont numérotés et utilisés comme point de repère lors de la mise en place des capteurs. Ces derniers sont placés autour de l'arbre n°30 où est placée la centrale d'acquisition. Un tube piézométrique est également installé à proximité de l'arbre n°30 (*Figure 4. 17*). Cette zone du site est choisie pour l'installation des capteurs car elle est la zone à plus fort pendage. Les capteurs sont espacés d'au moins 5 m afin d'inviter d'éventuelles interactions liées au fonçage.

Les capteurs de pression sont mis en place sur le site par fonçage à l'aide d'une sondeuse (*Figure 4. 16*). Les capteurs sont foncés à 4 profondeurs différentes (1,5 m, 2,85 m, 3 m, et 4,5 m).

- le capteur A est foncé à 1,5 m de profondeur ;
- le capteur B est foncé à 3 m de profondeur ;
- le capteur C est foncé à 4,5 m de profondeur ;
- le capteur D est foncé à 2,85 m de profondeur. Face à un refus à 2,85 m de profondeur, la profondeur initialement prévue n'a pas pu être atteinte lors du fonçage ;
- le capteur E est foncé à 4,5 m de profondeur. Le fonçage sur le dernier mètre a été difficile ;
- le capteur F est foncé à 1,5 m de profondeur ;
- le capteur G est foncé à 3 m de profondeur. La mise en place du capteur a fait face à un refus vers la fin.

L'orientation des capteurs par rapport au sens de pendage du site est également prise en compte. Cependant la direction désignée par « sens de pendage » fait référence à la direction du plus fort pendage. En effet, dans la zone d'emplacement des capteurs, la pente n'est pas uniforme. La *Figure 4. 18* regroupe les capteurs suivant leur orientation.

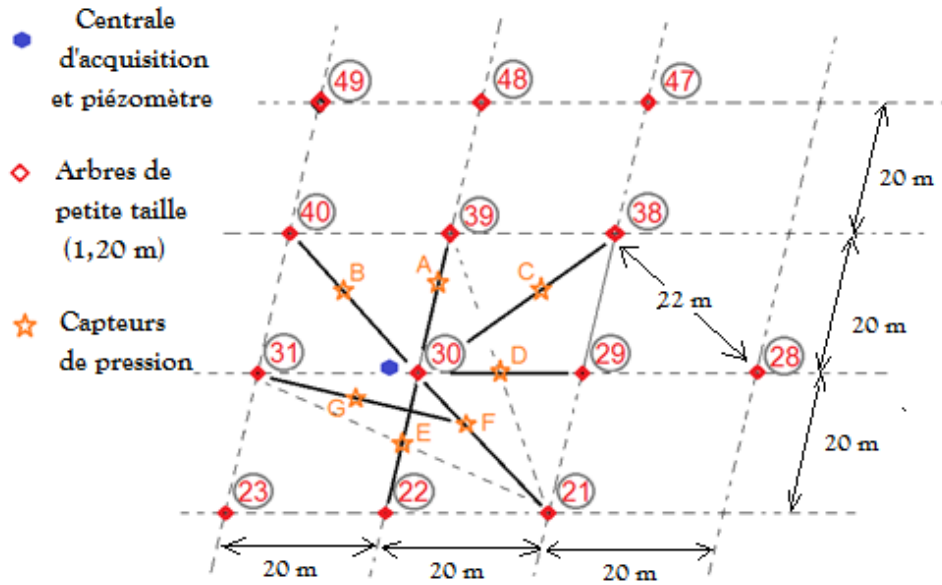
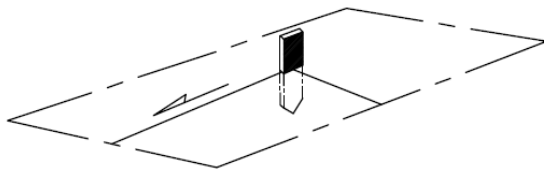


Figure 4. 17. Emplacement des capteurs par rapport aux points de repère (arbres)

Capteurs : D (2,85m), E (4,5m), F (1,5m), G (3m)

Face sensible du capteur parallèle au sens de la
pente



Capteurs : A (1,5m), B (3m), C (4,5m)

Face sensible du capteur orthogonale au sens
de la pente

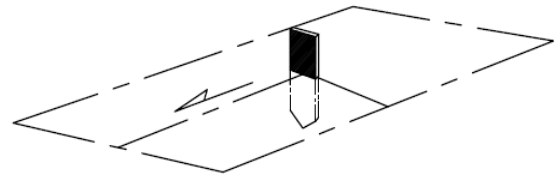


Figure 4. 18. Orientation des capteurs par rapport à la direction de la pente la plus raide

4.4.4 Résultats et analyses

4.4.4.1 Niveau d'eau

Les mesures du niveau de l'eau, effectuées directement à partir du piézomètre installé sur le site, n'ont pas signalé une présence d'eau à 5 m de profondeur. La présence de la route nationale n°2 (RN2) en contre bas par rapport au site expérimental et la perméabilité du sol, mise en évidence par les essais de perméabilité réalisés lors des essais de caractérisation du sol, favorisent le drainage et peuvent justifier l'absence d'eau à 5 m de profondeur. La présence d'arbres peut aussi expliquer l'absence d'eau dans le tube piézométrique. Cependant, du fait de leur petite taille, nous ne retenons pas cette hypothèse.

4.4.4.2 Contraintes horizontales mesurées

Tous les capteurs sont foncés verticalement et mesurent par conséquent la fréquence correspondante à la contrainte horizontale qui s'applique à leur surface sensible. Le programme de départ était d'en foncer certains avec des angles d'inclinaison différents. Cependant, les réalités du terrain et les limites du matériel ont rendu cet objectif initial inatteignable.

Après leur mise en place, les capteurs de pression sont laissés sur le site pendant 12 mois. Les résultats présentés dans cette section ainsi que l'analyse menée sont relatifs à l'évolution de la contrainte horizontale mesurée en fonction du temps. Elle est la contrainte calculée avec l'équation (E4.25) et corrigée par l'équation (E4.27) en utilisant les paramètres donnés dans le Tableau 4. 14.

Différentes notations sont utilisées pour différencier les différentes contraintes horizontales présentes avant l'essai ou mesurées tout au long de l'expérimentation :

- la contrainte horizontale initiale renvoie à la contrainte horizontale présente sur le site (ou dans la zone d'étude) juste avant la mise en place du capteur. Elle est notée $\sigma_{H;0}$;
- le fonçage du capteur dans le sol modifie la contrainte horizontale initiale. La nouvelle contrainte horizontale mesurées avant la dissipation des effets dus à l'installation des capteurs est notée $\sigma_{H;i}$. Elle est donnée par les toutes premières mesures effectuées par les capteurs de pression ;
- à la stabilisation des mesures dans le temps, une nouvelle valeur de contrainte horizontale est mesurée. Elle est définie comme étant la contrainte horizontale finale et est notée $\sigma_{H;f}$;

- les contraintes horizontales minimale et maximale mesurées au cours de l'essai sont notées respectivement $\sigma_{H;\min}$ et $\sigma_{H;\max}$.

Les résultats sont présentés sous forme de courbe à échelle arithmétique ou semi-logarithmique suivant l'analyse menée. Les graphes représentent, en fonction du temps, l'évolution de la contrainte horizontale mesurée.

Les planches graphiques sont présentées par capteur et commentées à la suite. L'évolution de la pluviométrie et de la température est également tracée en fonction du temps. Ces paramètres météorologiques aident à l'analyse et à l'interprétation des mesures.

Capteur de pression A et F

Les capteurs de pressions A et F sont foncés à 1,5 m de profondeur. Le Tableau 4. 5 indique le poids volumique du sol ($\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$). Il est utilisé pour approximer la contrainte totale verticale correspondant au poids des terres des couches sus-jacentes au point d'étude considéré. Elle est donnée par la relation (E4.29).

$$\sigma_{V;0} = \gamma \cdot h \quad ; \quad (\text{E4. 29})$$

où h est la profondeur du point considéré.

Ainsi, à 1,5 m de profondeur, la contrainte verticale vaut approximativement **28,7 kPa**.

La Figure 4. 19 représente en échelle arithmétique l'évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur A en fonction du temps. Les blancs notés sur les courbes couvrent des périodes sans mesure suite à des dysfonctionnements liés au système d'alimentation de la centrale d'acquisition. Ces problèmes d'alimentation n'affectent pas les grandeurs mesurées.

La contrainte initiale mesurée à la mise en place du capteur avoisine 66 kPa ($\sigma_{H;i} = 66 \text{ kPa}$). Elle baisse durant 260 heures (10 jours) de mesure pour atteindre 58 kPa. La contrainte mesurée par le capteur augmente subitement jusqu'à atteindre la valeur initialement mesurée après l'installation du capteur. Cette hausse notée sur l'évolution de la contrainte horizontale précède l'arrêt des mesures. Par conséquent, elle ne peut pas être une conséquence du dysfonctionnement qui a abouti à l'arrêt des mesures. À la reprise des mesures, la contrainte horizontale continue à baisser et atteint sa valeur minimale après 2000 heures (83 jours) de

mesure ($\sigma_{H;\min} = 47$ kPa). Pour la suite, l'évolution de $\sigma_{H;i}$ en fonction du temps n'est pas monotone. Elle est marquée par une série de pics suivis d'une relaxation.

Les contraintes mesurées par le capteur F sont représentées sur la Figure 4. 20. La contrainte mesurée dès l'installation du capteur vaut 55 kPa et la contrainte minimale mesurée vaut 44 kPa ($\sigma_{H;i} = 55$ kPa et $\sigma_{H;\min} = 44$ kPa pour le capteur F). La contrainte mesurée par le capteur F après 260 heures de mesure vaut 49 kPa.

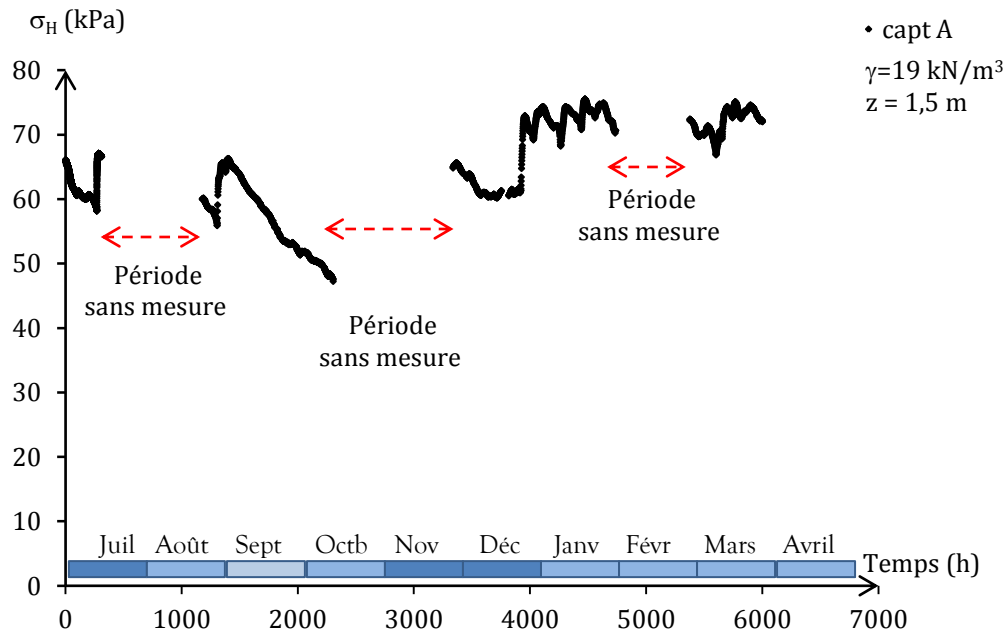


Figure 4. 19. Évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur A.

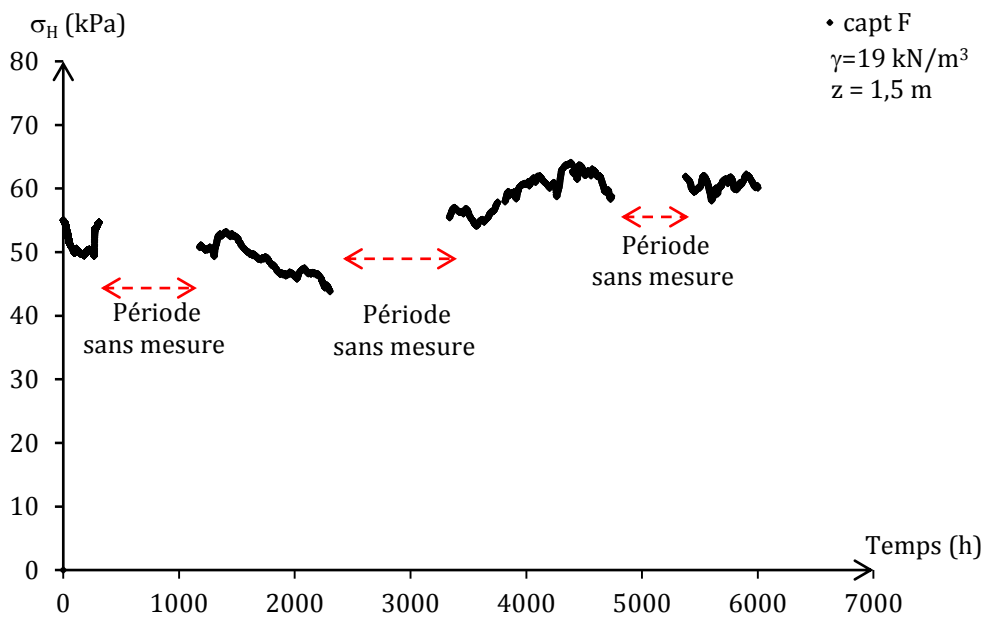


Figure 4. 20. Évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur F.

La Figure 4. 21 représente sur un même graphe, en échelle arithmétique, la pluviométrie et l'évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur en fonction du temps. Elle montre que les pics relevés sur la courbe d'évolution de la contrainte horizontale coïncident avec les pics de la courbe pluviométrique. Cette analyse permet de conclure qu'une augmentation de la pluviométrie entraîne une hausse de la contrainte horizontale. Cette conclusion semble évidente si la variation de la contrainte totale horizontale mesurée par le capteur est directement liée à une hausse de la pression interstitielle présente dans le sol. Cependant les relevés piézométriques n'ont pas révélé la présence d'eau à 5 m de profondeur. Par conséquent, l'état drainant du site serait une explication plausible. En effet, la pluviométrie élève le degré de saturation du sol au niveau de la zone de mesure et peut, suivant l'intensité et la fréquence des pluies, aboutir à une saturation momentanée du sol. Cette hausse du degré de saturation conduit à une augmentation de la contrainte horizontale mesurée par le capteur.

Par contre, l'analyse de la Figure 4. 21 montre également que la courbe d'évolution de la contrainte horizontale peut être subdivisée en deux zones. La première couvre les quatre mille premières heures de mesure. Dans cette zone l'effet de la pluviométrie sur les contraintes mesurées est significatif. Dans la seconde zone l'influence de la pluviométrie sur les valeurs de contrainte totale mesurées par le capteur paraît moindre. L'intensité des pluies dans la première zone est plus élevée que celle enregistrée dans la zone 2. Paradoxalement les contraintes mesurées dans cette même zone sont plus élevées que celles obtenues dans la première. Cette analyse permet d'émettre deux hypothèses.

- la première hypothèse part du constat que les précipitations, moins intenses dans la seconde zone, y sont plus fréquentes. Cette fréquence des précipitations ne laisserait pas suffisamment de temps à l'eau présente dans le sol pour s'infiltrer vers les couches plus profondes. La fréquence des précipitations maintiendrait constant le niveau de saturation du sol qui se répercute sur les contraintes horizontales mesurées ;
- la seconde hypothèse émise est l'influence d'un second facteur externe qui est la température. Pour vérifier cette hypothèse, l'évolution de l'écart de température (ΔT), d'une part, et de la contrainte totale, d'autre part sont représentées sur la Figure 4. 23. L'écart de température (ΔT) correspond à l'écart entre la température mesurée par le capteur lors de la mesure de la fréquence à vide et la température du sol au moment de la mesure de la contrainte totale (E4.30).

$$\Delta T = T_{F_0} - T_S \quad ; \quad (E4. 30)$$

où,

T_{F_0} est la température mesurée par le capteur lors de la mesure de la fréquence à vide du capteur.

T_s est la température mesurée par le capteur lors de la mesure de la contrainte totale horizontale présente dans le sol. Cette température correspond à la température du sol.

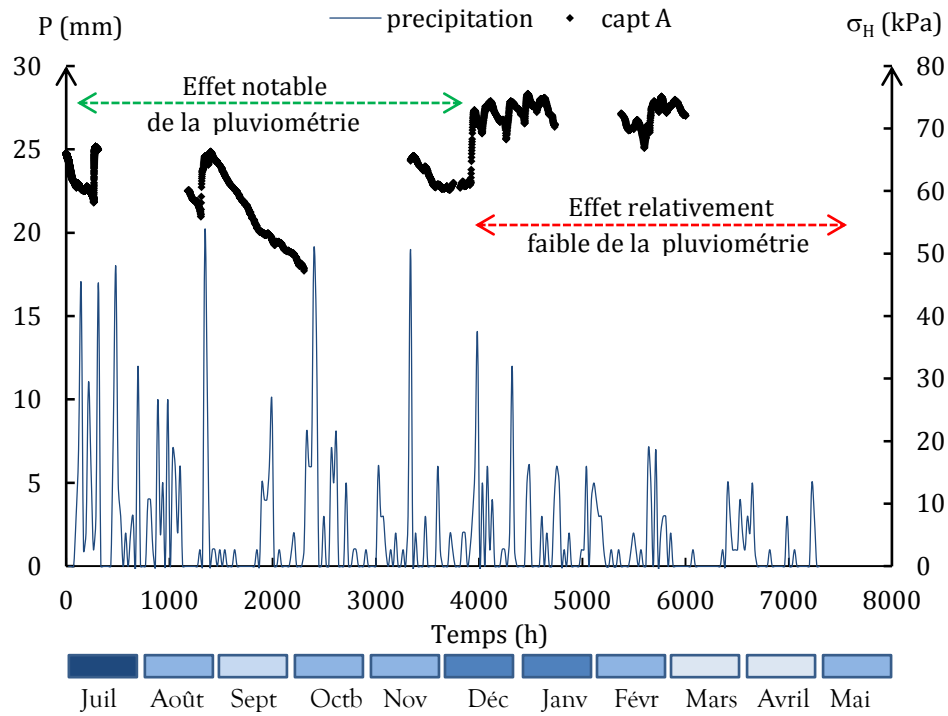


Figure 4. 21. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur A.

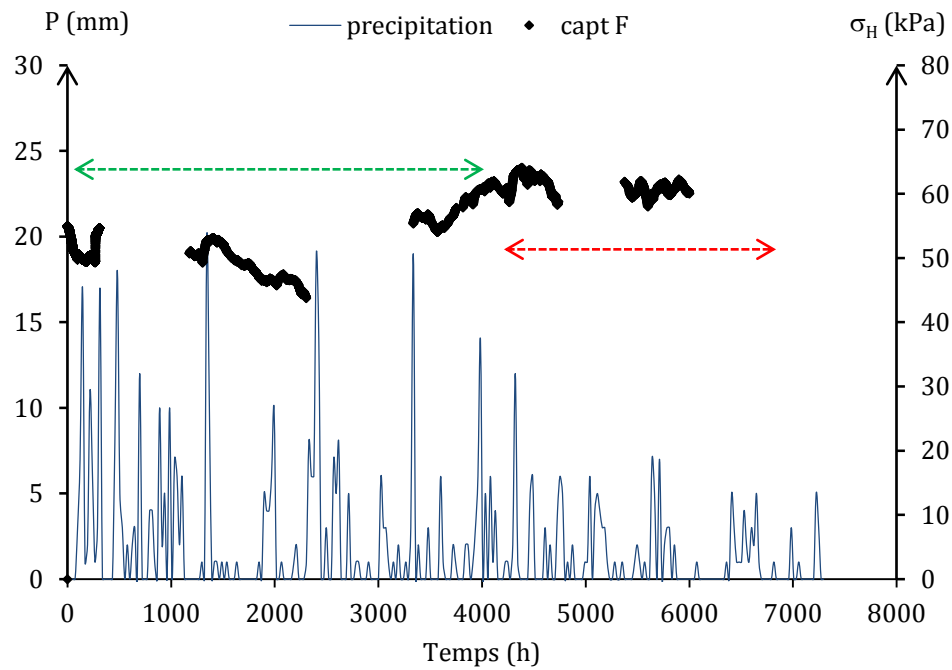


Figure 4.22. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur F.

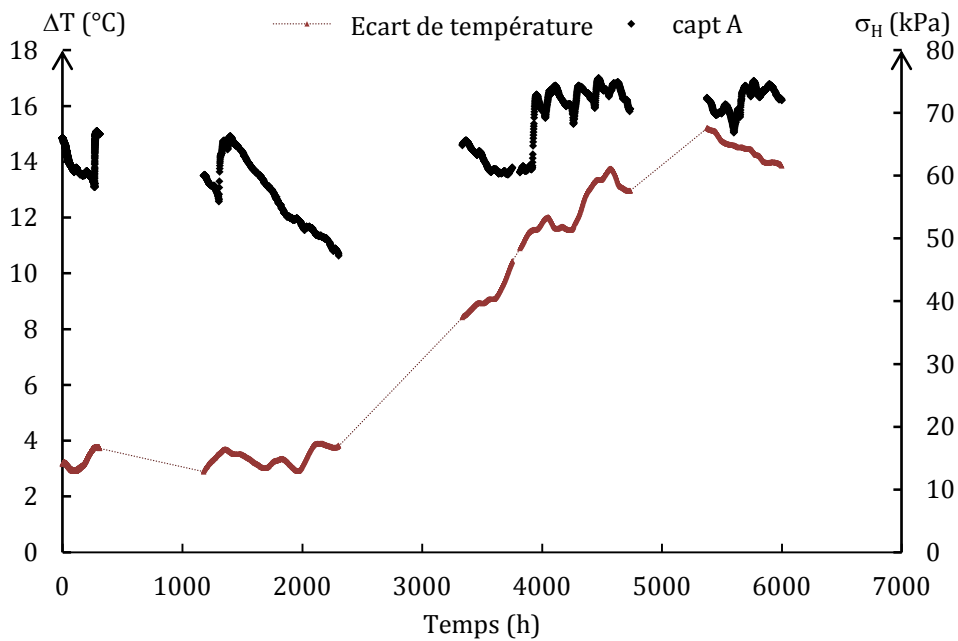


Figure 4.23. Écart de température (ΔT) et évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur A. Échelle arithmétique

La Figure 4. 23 semble mettre en évidence dans la zone 2, où l'écart de température est important, un léger impact de ce dernier sur la contrainte mesurée. Cette influence légère est visible sur la Figure 4. 24 qui représente en échelle semi-logarithmique, la variation de l'écart de température et de la contrainte totale en fonction du temps.

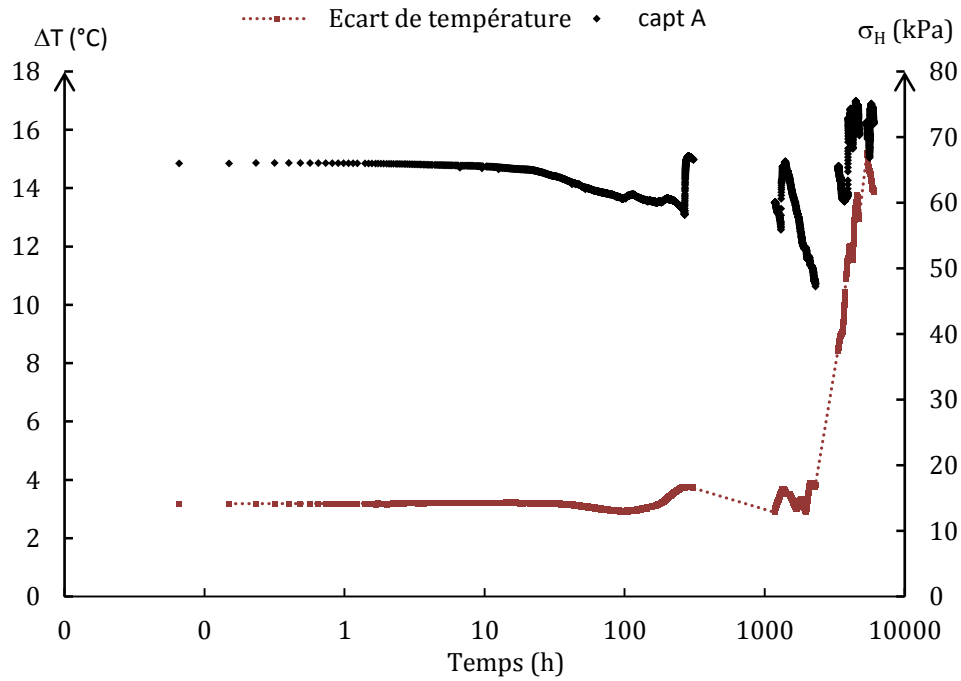


Figure 4. 24. Écart de température (ΔT) et évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur A. Échelle semi- logarithmique

Le constructeur des capteurs reconnaît une légère influence de la température sur les contraintes mesurées. Cependant, dans la littérature, il existe très peu de travaux visant à quantifier cet impact de la température.

Sully et Campanella ont, dans le cadre d'une publication non référencée (annexe A4.6), réalisé des essais d'étalonnage sur des capteurs de pression similaires afin d'étudier l'effet d'une variation de la température sur les contraintes mesurées. Une plage de température de 0 à 20 °C fut utilisée lors l'étalonnage. Ils proposent un facteur de correction (B_T) à intégrer à l'équation (E4.31). La valeur moyenne de B_T est de 0,5 kPa/°C.

$$\sigma_H^T = \sigma_H - B_T \cdot \Delta T \quad ; \quad (\text{E4. 31})$$

où

σ_H^T est la contrainte horizontale mesurée et corrigée par rapport à la température,

σ_H est la contrainte horizontale mesurée par la capteur (sans correction),

B_T est le facteur de correction proposé,

ΔT est l'écart de température donné par l'équation (E4.30).

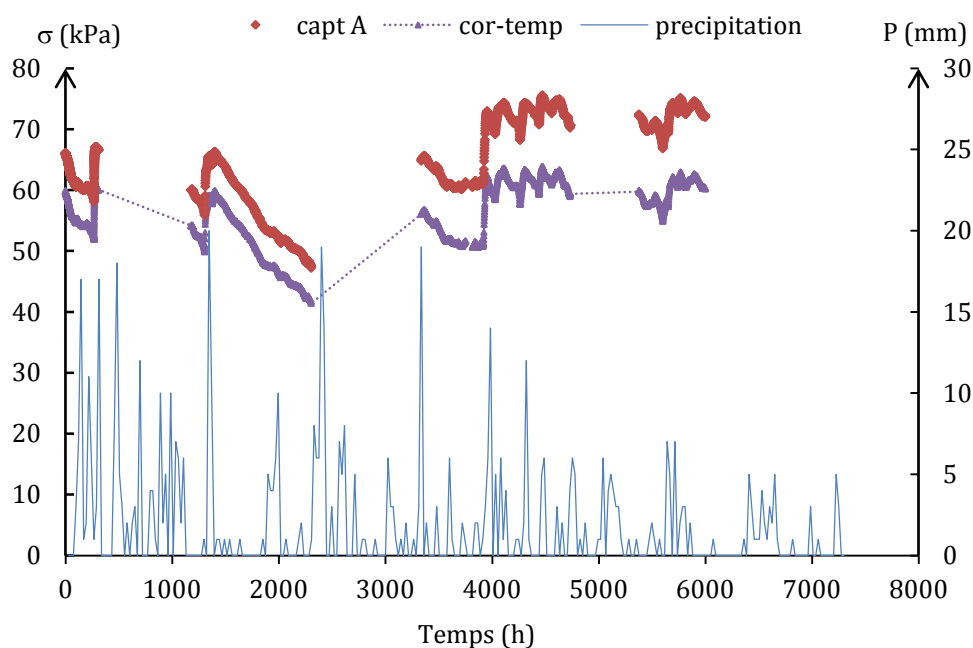


Figure 4. 25. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur A)

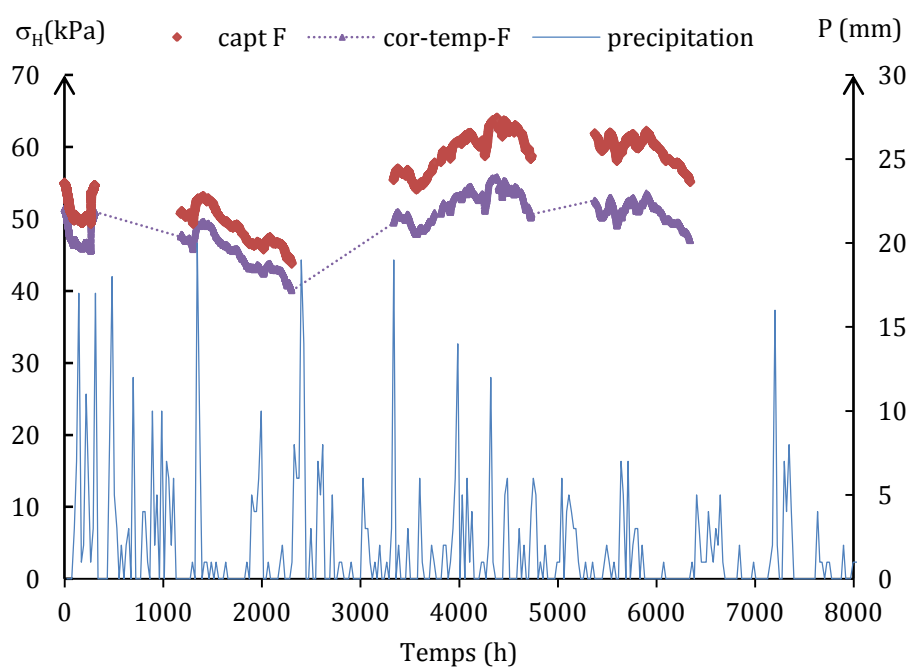


Figure 4. 26. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur F)

La Figure 4. 25 représente les courbes de variation de σ_H^T , de σ_H et de la précipitation en fonction du temps. Une comparaison des deux courbes de contrainte, montre que la correction

apportée sur la contrainte mesurée par le capteur, pour prendre en compte la variation de la température, est appréciable. Cependant, les écarts de température n'expliquent pas la présence des deux zones exposés précédemment. La seconde hypothèse formulée pour expliquer les contraintes élevées mesurées malgré une diminution de l'intensité des précipitations n'est donc pas vérifiée (Figure 4. 21).

Les courbes d'évolution de la contrainte mesurée par le capteur F ainsi que celle de la contrainte corrigée par rapport à la température sont présentées sur la Figure 4. 26.

Tableau 4. 15. Différentes contraintes données par les capteurs A et F.

Correction température	Capteurs	Profondeur (m)	$\sigma_{H;i}$ (kPa)	$\sigma_{H:f}$ (kPa)	$\sigma_{V;0}$ (kPa)	$\sigma_{H;\min}$ (kPa)
Avant correction	A	1,5	66	72	29	47
	F	1,5	55	60	29	43
Après correction	A	1,5	59	60	29	41
	F	1,5	52	51	29	40

Le Tableau 4. 15 donne les valeurs des contraintes horizontales initiales, minimales et finales mesurées par les capteurs A et F avant et après la correction relative à la variation de la température. Après correction de l'effet de la température, les capteurs A et F fournissent, à l'incertitude du capteur près, la même valeur de la contrainte minimale ($\sigma_{H;\min}^T \approx 40 \text{ kPa}$). Ce résultat valide, pour les capteurs A et F, le facteur de correction (B_T) proposé par Sully et Campanella. Il montre également que l'orientation du capteur n'a pas d'effet sur les mesures effectuées.

Capteurs de pression B et D

La Figure 4. 27 représente sur le même graphe l'évolution de la contrainte horizontale mesurée par le capteur B (σ_H) et corrigée par rapport à la température (σ_H^T) en fonction du temps. La pluviométrie figure également sur le graphe. Les contraintes obtenues avec le capteur D sont tracées sur la Figure 4. 28. Comparé aux mesures effectuées par les capteurs A et F (placés à 1,5 m de profondeur), les contraintes mesurées par les capteurs B et D (placées à 3 m et 2,85 m de profondeur) sont moins marquées par la pluviométrie. En effet, les courbes d'évolution des contraintes mesurées par les capteurs B et D sont plus adoucies. Elles mettent en évidence un

effet différé (de l'ordre de quelques heures) et d'intensité moindre de la pluviométrie sur les contraintes totales. L'effet différé de la pluviométrie s'explique par le temps nécessaire à l'infiltration des eaux de pluie. La diminution de l'intensité peut être associée à la présence d'une couche de sol moins perméable à la surface. Cette faible perméabilité peut être due à une forte présence de matières organiques (terre végétale) ou d'une forte teneur en argile. La profondeur du capteur explique l'effet différé et d'intensité moindre de la pluie sur les contraintes mesurées.

Les valeurs des contraintes horizontales initiales, minimales et finales mesurées par les capteurs B et D avant et après la correction relative à la variation de la température sont données dans le Tableau 4. 16.

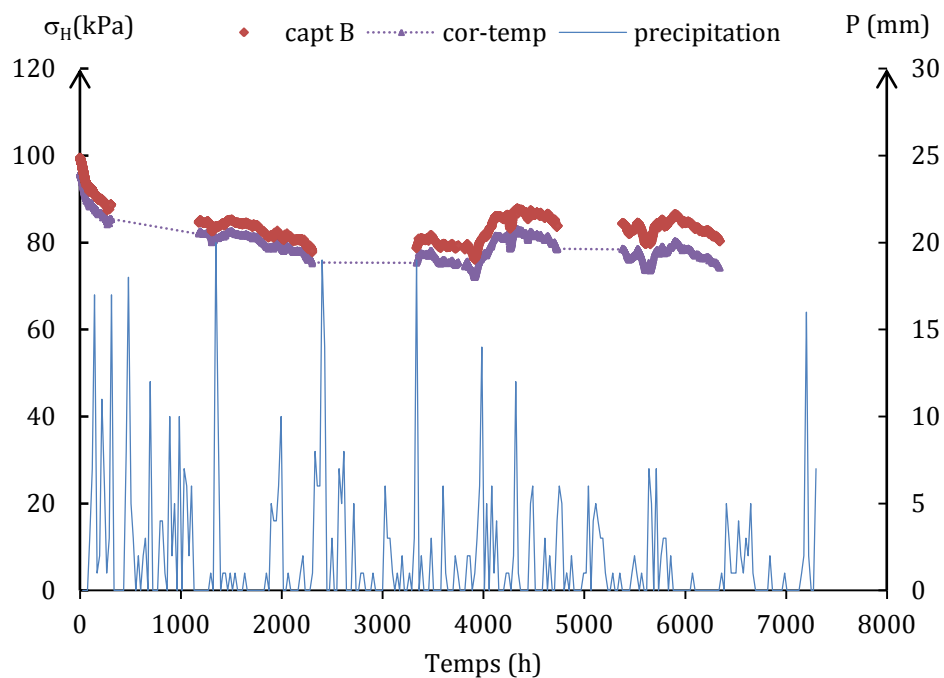


Figure 4. 27. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (**Capteur B**)

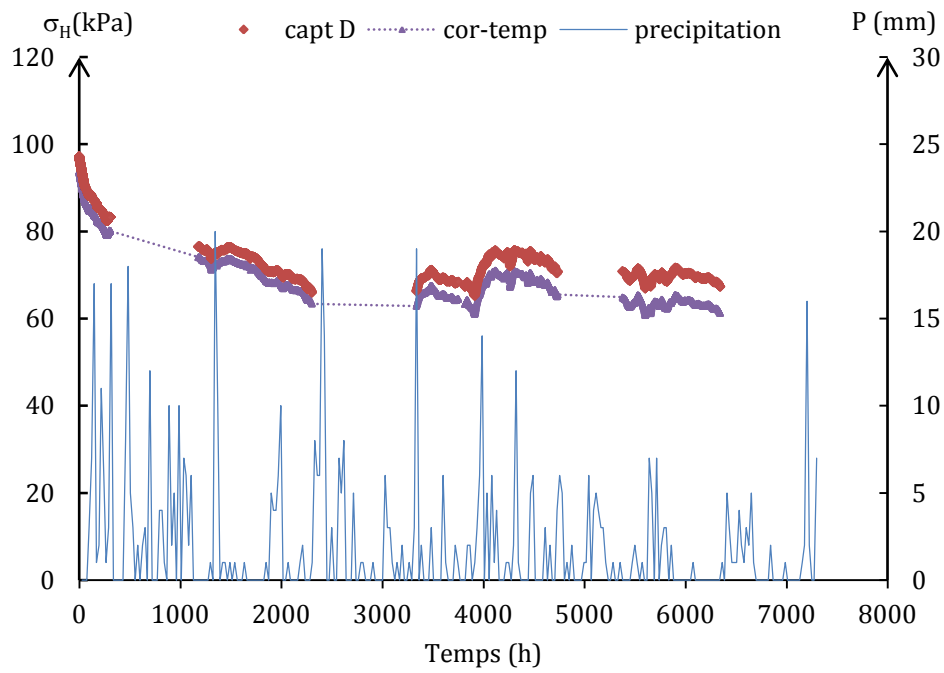


Figure 4. 28. Pluviométrie et évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur D)

Tableau 4. 16. Différentes contraintes données par les capteurs B et D.

Correction température	Capteurs	Profondeur (m)	$\sigma_{H;i}$ (kPa)	$\sigma_{H;f}$ (kPa)	$\sigma_{V;0}$ (kPa)	$\sigma_{H;min}$ (kPa)
Avant correction	B	3	99	80	57	76
	D	2,85	97	67	54	66
Après correction	B	3	95	74	57	72
	D	2,85	94	62	54	61

Capteur de pression C, E et G

Les capteurs de pression C, E et G sont foncés respectivement à 4,5 m de profondeur pour les deux premiers et à 3 m de profondeur pour le dernier. Les résultats obtenus avec ces capteurs sont aberrants.

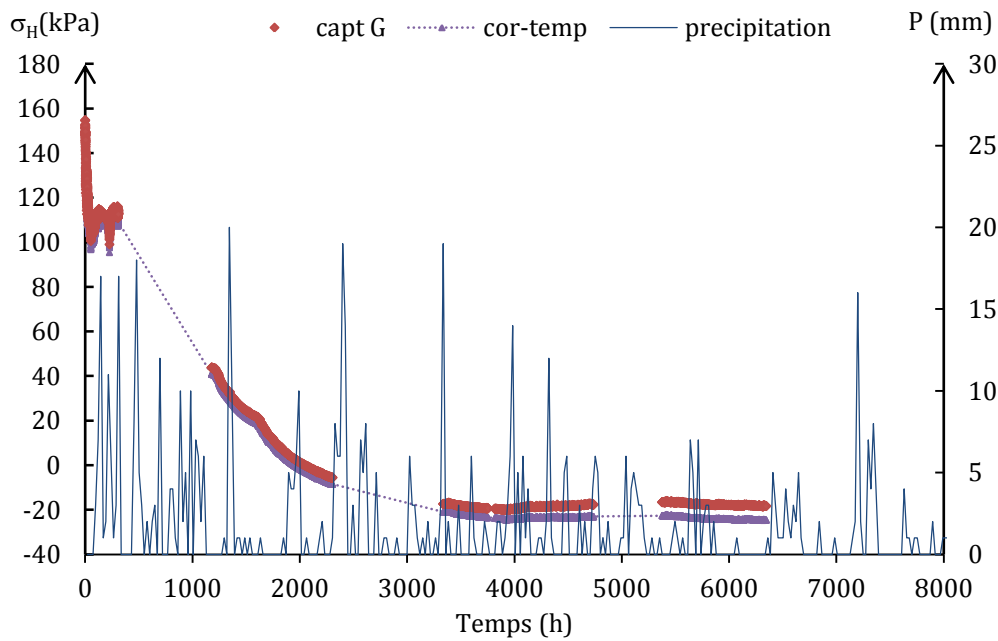


Figure 4. 29. Évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur G)

La Figure 4. 29 représente la pluviométrie et les contraintes mesurées par le capteur G. Elle montre qu'après le fonçage, les premières mesures prouvent une bonne réactivité du capteur. Les contraintes mesurées sont en moyenne 20 à 25% plus élevées que celles obtenues avec les capteurs B et D qui sont installés à la même profondeur. Après 300 heures (12 jours) de mesure les contraintes décroissent anormalement. Cette relaxation accélérée est due soit à un endommagement du capteur survenue à la suite de sa mise en place soit à une perte de contact progressive entre la partie sensible du capteur et le sol. La première hypothèse paraît être la plus plausible.

L'endommagement du capteur peut, tenant compte de la courbe d'évolution des contraintes, être associé à une fuite progressive de l'huile hydraulique qui sert de diaphragme flexible (voir fonctionnement du capteur). En effet, une fuite au niveau du capteur réduit la longueur (L_1) du diaphragme flexible. Ce dernier en se rétractant tire sur le fil d'acier et augmente sa tension. Le fil d'acier étant plus tendu aura une fréquence de résonance (F_1) plus grande (Figure 4. 12). La fréquence mesurée à vide étant fixe, une hausse de la fréquence de résonance (F_1) du capteur conduit à une diminution de la contrainte mesurée (E4.18 et E4.19). Quand F_1 devient plus grande que F_0 , les contraintes mesurées deviennent négatives. C'est ce qui semble se produire à partir de 2000 heures (83 jours) de mesure.

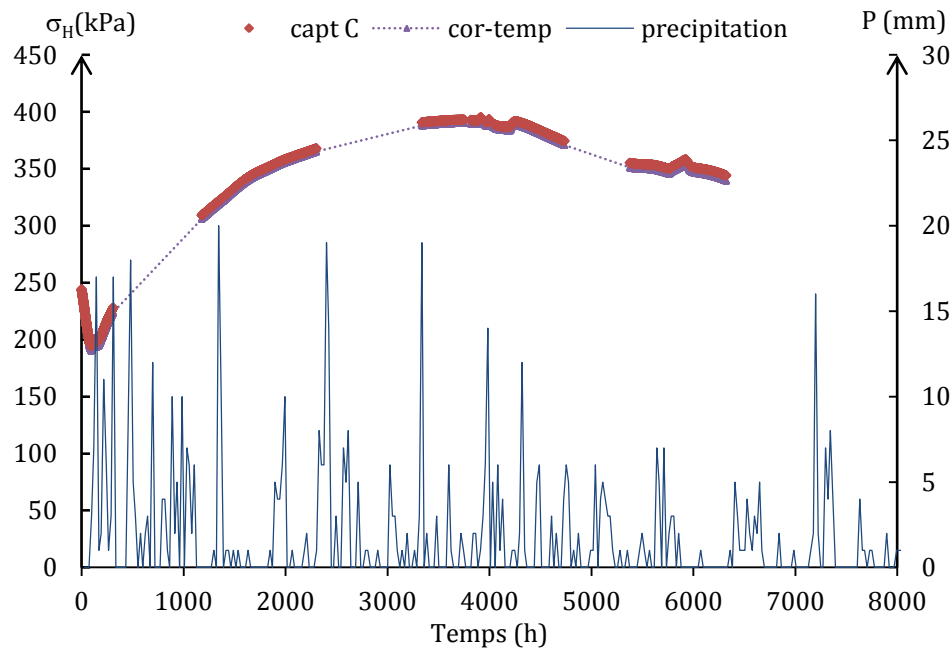


Figure 4. 30. Évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur C)

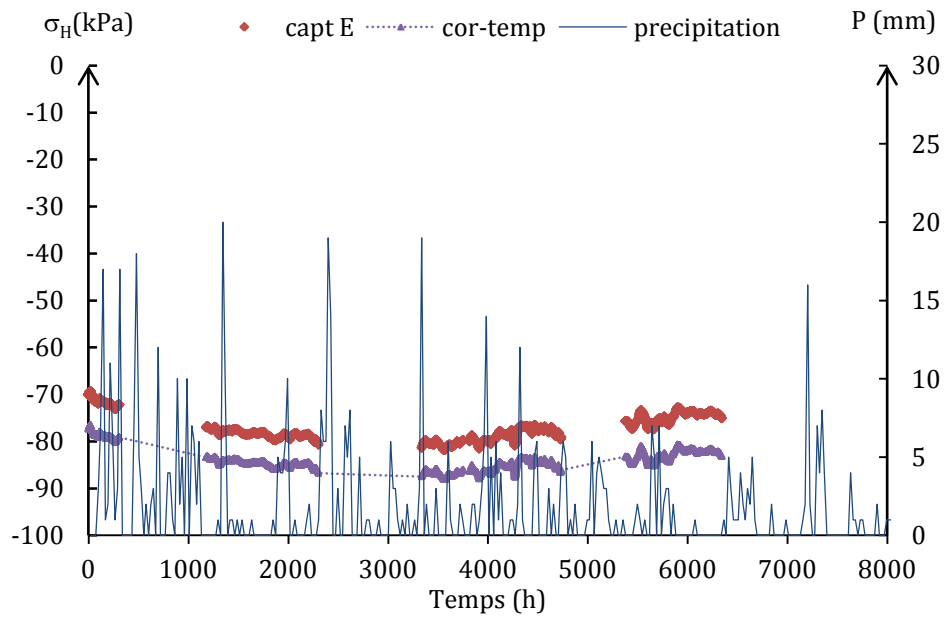


Figure 4. 31. Évolution de la contrainte horizontale (σ_H) et de la contrainte horizontale corrigée par rapport à la température (σ_H^T). (Capteur E)

La Figure 4. 30 met en évidence une augmentation non explicable des contraintes mesurées par le capteur. L'hypothèse que le capteur C se soit fléchi au moment de son installation peut être émise. Cependant cette hypothèse est fragilisée par la décroissance notée durant les premières heures de mesure. Une récupération du capteur pourrait éventuellement apporter des éléments supplémentaires pouvant aider à l'interprétation des valeurs de contrainte mesurées.

La Figure 4. 31 montre que les valeurs de contrainte mesurées par le capteur E sont négatives. Le signe négatif prouve que la fréquence mesurée est supérieure à la fréquence à vide du capteur. Les mesures données par le capteur peuvent avoir deux interprétations. La première réflexion menée afin d'expliquer les mesures est qu'un dysfonctionnement du capteur peut aboutir, comme pour le capteur G, à de mauvaises mesures de la fréquence F_1 et par conséquent conduire à des valeurs de pression aberrantes. La seconde explication suppose que la fréquence F_0 , correspondant à la mesure à vide du capteur, est faussée.

En comparaison aux résultats donnés par les capteurs A, F, B et D, la perte de contrainte au bout de 4500 heures (145 jours) est relativement correcte (environ 10 kPa). Ce constat porte à croire que la seconde interprétation est la plus réaliste. La mise en place du capteur a certainement modifié la tension du fil d'acier qui se répercute sur la fréquence de résonnance. Un fléchissement du capteur lors de son installation peut être à l'origine de cette modification de la lecture à vide (Massarsch, 1975).

La vraie courbe de relaxation des contraintes correspondrait à une translation vers les valeurs positives de la courbe présentée sur la Figure 4. 31. Pour caler la nouvelle courbe, il est indispensable de mener une expérimentation complémentaire. Le pressiomètre Ménard est une alternative. En effet, avec des points de mesure à 1,5 m et 3m de profondeur, une corrélation entre la pression de collage de la sonde sur les parois de l'avant trou et les contraintes minimales ($\sigma_{H;\min}$) mesurées par les capteurs A, F, B et D peut être envisagée. Cette relation entre la pression de collage de la sonde et la contrainte minimale mesurée par le capteur fournirait la pression minimale qu'aurait mesurée le capteur E. Avec un point de référence, la courbe de relaxation peut être translatée. Cependant, cette idée est confrontée à un certain nombre d'incertitudes. Par exemple, la différence de degré de saturation du sol entre le moment où les mesures sont effectuées par les capteurs et le moment de réalisation de l'essai pressiométrique peut être d'une influence notable. La pertinence du choix de la contrainte minimale ($\sigma_{H;\min}$) comme contrainte de référence peut aussi être discutée.

4.4.5 Détermination du rapport des contraintes horizontale et verticale

L'influence de la pluviométrie sur les contraintes mesurées par les capteurs rend difficile la stabilisation des contraintes. Ainsi, la contrainte minimale ($\sigma_{H;\min}$) mesurée tout au long de l'expérimentation est supposée être la contrainte à la stabilisation des mesures.

Les travaux présents dans la littérature ont montré que, suivant la rigidité du sol en place, la stabilisation des mesures ne correspondrait pas à une dissipation totale des perturbations engendrées par l'installation du capteur (§ chapitre 1).

Les travaux de Tedd et Charles (1981, 1983) ont proposé une correction basée sur la valeur de la cohésion non drainée.

Dans le cadre de cette étude, la contrainte obtenue après correction est noté $\sigma_{H;C}$ (E4.32).

$$\sigma_{H;C} = \sigma_{H;\min}^T - \frac{c_u}{2} \quad (\text{E4. 32})$$

La détermination de la cohésion non drainée peut se faire par des essais en laboratoire (essai triaxial, essai de cisaillement ...) ou par des essais in-situ (scissomètre). Des chercheurs se sont intéressés à la recherche d'une corrélation entre la résistance au cisaillement du sol (cohésion non drainée) et la pression limite obtenue avec un essai pressiométrique (Amar et Jézéquel, 1972 ; Cassan, 1987 ; Combarieu, 1995 ; Cassan, 2005 ; etc.). Les équations (E4.33 à E4.35), tirées des travaux de Cassan (2005), donnent des corrélations admises en comparaison aux mesures effectuées au scissomètre.

$$c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{5,5} \quad \text{pour } p_{LM} - p_0 \leq 0,3 \text{ MPa} \quad (\text{E4. 33})$$

$$c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{12} + 0,03 \text{ (MPa)} \quad \text{ou} \quad c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{10} + 0,025 \quad (\text{E4. 34})$$

pour $0,3 \leq p_{LM} - p_0 \leq 1 \text{ MPa}$

$$c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{35} + 0,085 \text{ (MPa)} \quad \text{pour } 1 \leq p_{LM} - p_0 \leq 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{E4. 35})$$

Un essai triaxial non consolidé non drainé a été effectué durant la campagne de caractérisation du sol présent sur le site. L'essai est mené sur l'éprouvette RIL04 tirée de l'échantillon de sol E4 du sondage carotté SC3. L'éprouvette testée se situait, sur le site, entre 3 m et 4 m de profondeur. Les résultats de l'essai ont donné une cohésion non drainée de 73 kPa ($c_{uu} = 73 \text{ kPa}$). Elle peut être utilisée pour corriger les contraintes mesurées par les capteurs de pression totale B et D (placés à 3 m de profondeur).

La cohésion non drainée varie en fonction de l'état de consolidation du sol. La Figure 4. 32 schématise l'évolution de la cohésion non drainée en fonction de la contrainte de consolidation (σ'). L'angle λ est assimilé au facteur d'augmentation de la cohésion. Il est donné par la relation (E4.36).

$$\tan \lambda = \lambda_{cu} = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma'} \quad (\text{E4. 36})$$

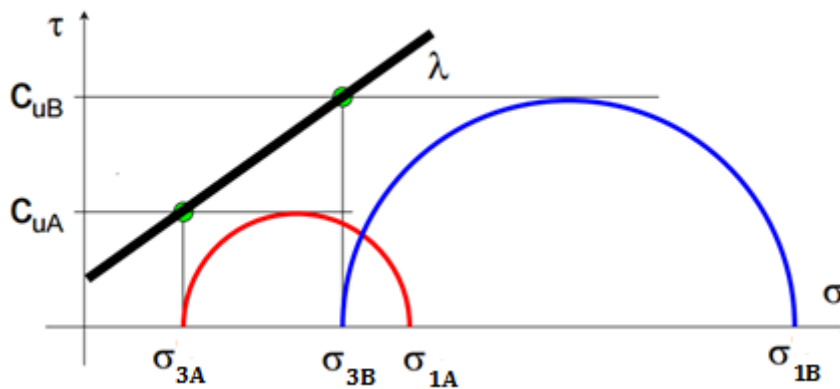


Figure 4. 32. Cercles de Mohr lors d'un essai triaxial et droite d'évolution de la cohésion non drainée suivant la pression moyenne.

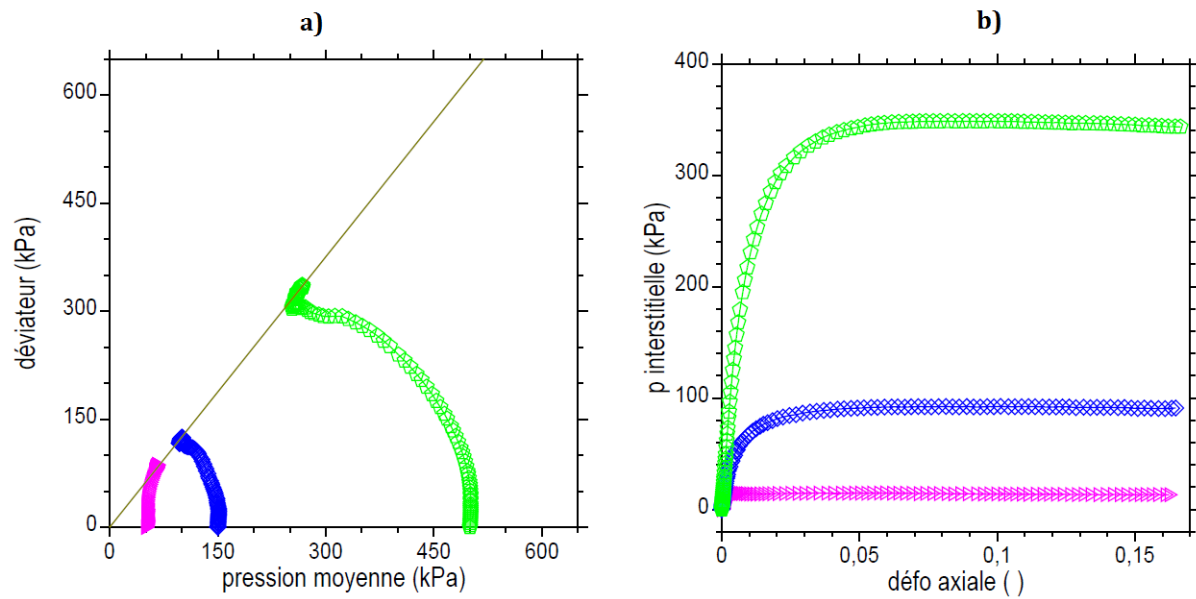


Figure 4. 33. Essai triaxial consolidé non drainé sur les éprouvettes RIL 09, 10 et 11 située entre 1 et 1,85 m de profondeur. a) Chemin de contrainte dans le plan (p, q) ; b) Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

La Figure 4. 33 représente les résultats des essais triaxiaux réalisés sur les éprouvettes RIL 09, 10 et 11. Elles sont faites à partir de l'échantillon E2 situé entre 1 m et 1,85 m de profondeur. Les pressions déviatoriques (q) à la rupture sont estimées à partir de la Figure 4. 33a. Elles valent 80 kPa, 125 kPa et 300 kPa pour des pressions moyennes respectives de 50 kPa, 150 kPa et 500 kPa. La Figure 4. 33b donne les variations de pressions interstitielles. Elles permettent de calculer la contrainte totale axiale (σ_1).

La relation (E4.37) et la Figure 4. 32 permettent de déterminer la cohésion non drainée à chaque état de consolidation (E4.38).

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_1 = q + \sigma'_3 \quad \text{et} \quad p = \sigma_3 = \sigma'_3 \quad (\text{E4. 37})$$

$$c_u = \frac{\sigma_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{E4. 38})$$

Tableau 4. 17. Tableau récapitulatif de la pression limite et de la résistance au cisaillement

p (kPa)	q (kPa)	u (kPa)	σ_1 (kPa)	c_u (kPa)
50	80	30	160	105
150	125	91	366	258
500	300	341	1141	820

Avec les valeurs des contraintes indiquées dans le Tableau 4. 17, le facteur d'augmentation de la cohésion peut être calculé (E4.39).

$$\lambda_{cu} = \frac{258-105}{100} \Rightarrow \lambda_{cu} = 1,53 \quad (\text{E4. 39})$$

Connaissant le facteur d'augmentation de la cohésion et avec la cohésion mesurée à l'essai triaxial non consolidé non drainé, nous pouvons déduire la cohésion à un état de consolidation donné (E4.40).

$$c_u = c_{u_0} + \sigma'_c \lambda_{cu} \quad (\text{E4. 40})$$

$$\text{Avec } \begin{cases} p = 50 \\ \lambda_{cu} = 1,53 \\ c_u = 105 \end{cases} \Rightarrow c_{u_0} = 28,5 \text{ kPa}$$

La cohésion non drainée mesurée à 3,5 m de profondeur est de 73 kPa. Cette profondeur est supposée être la profondeur de référence (z_r). L'équation (E4.41) appliquée à 3,5 m de profondeur permet d'approximer la contrainte $\sigma'_{c(z_r)}$ sur le site à 3,5 m de profondeur.

$$\sigma'_{c(z_r)} = \frac{c_u - c_{u_0}}{\tan \lambda} = \frac{73 - 28,5}{1,53} = 29 \text{ kPa} \quad (\text{E4. 41})$$

On note c_{uz} la cohésion non drainée à la profondeur z .

En supposant vraie l'équation (E4.42) l'expression de la cohésion non drainée à une profondeur fixée (z) est donnée par l'équation (E4.43).

$$\frac{\sigma'_{c(z)}}{\sigma'_{c(z_r)}} = \frac{z}{z_r} \quad (\text{E4. 42})$$

$$c_{u(z)} = c_{u_0} + \frac{z}{z_r} \cdot \sigma'_{c(z_r)} \cdot \lambda_{cu} \quad (\text{E4. 43})$$

Avec :

$$c_{u_0} = 28,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{c(z_r)} = 29 \text{ kPa}$$

$$\lambda_{cu} = 1,53$$

Le Tableau 4. 18 récapitule les valeurs de cohésion non drainée calculées d'une part à partir des résultats de l'essai pressiométrique (PR15) indiqués dans le Tableau 4. 2 et d'autre part, à partir des résultats des essais triaxiaux UU et CU.

Les corrélations données par les équations E4.33 à E4.35 sont utilisées pour déduire la valeur de la cohésion non drainée à partir des résultats de l'essai pressiométrique PR15. Cependant, les valeurs de cohésion non drainée (c_u) calculées avec les essais triaxiaux sont nettement inférieures. Elles sont utilisées pour corriger les contraintes horizontales mesurées par les capteurs de pression totales.

Tableau 4. 18. Tableau récapitulatif de la pression limite et de la résistance au cisaillement

Z (m)	p_{LM}^* (MPa)	c_u calculée (kPa) (essai pressio)	c_u calculée (kPa) (essai triaxial)
0 – 1	0,26	47	35
1 – 2	0,97	110	47
2 – 3	1,36	123	60
3 – 4	1,23	120	73
4 – 5	1,43	125	85

Le Tableau 4. 19 résume les résultats des mesures en intégrant la correction proposée par Tedd et Charles (1981, 1983). Il donne la contrainte minimale corrigée par rapport à la température ($\sigma_{H;\min}^T$), la contrainte verticale à la profondeur considérée ($\sigma_{V;0}$), la contrainte minimale corrigée par rapport à la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_{H;C}$) et les coefficients de pression des terres au repos déduits des mesures avant et après la correction relative à la résistance au cisaillement du sol. Les coefficients de pression des terres au repos ainsi obtenus sont respectivement notés K_0^T et $K_{0;C}$ (E4.44).

$$K_0^T = \frac{\sigma_{H;\min}^T}{\sigma_{V;0}} \quad \text{et} \quad K_{0;C} = \frac{\sigma_{H;C}}{\sigma_{V;0}} \quad (\text{E4. 44})$$

K_0^T est le rapport de contrainte déduit des mesures du capteur de pression totale sans la correction par rapport à la résistance au cisaillement du sol ;

$K_{0,C}$ est le rapport de contrainte déduit des mesures du capteur de pression totale corrigées par rapport à la résistance au cisaillement du sol.

Tableau 4. 19. Tableau récapitulatif des contraintes et du rapport des contraintes mesurées (K_0^T et $K_{0,C}$)

Capteurs	Profondeur (m)	c_u (kPa)	$\sigma_{H;\min}^T$ (kPa)	$\sigma_{H;C}$ (kPa)	$\sigma_{V;0}$ (kPa)	$K_0^T = \frac{\sigma_{H;\min}^T}{\sigma_{V;0}}$	$K_{0,C} = \frac{\sigma_{H;C}}{\sigma_{V;0}}$	K_0^{oed} ()
A	1,5	35	41	23,5	29	1,4	0,81	0,58
F	1,5	35	40	22,5	29	1,4	0,77	0,58
B	3	67	72	38,5	57	1,3	0,67	0,52
D	2,85	65	61	28,5	54	1,1	0,52	0,52
E	4,5	85			86			0,5

Les valeurs de K_0^T sont comprises entre 1,1 et 1,4. Elles sont légèrement plus élevées à faible profondeur. Les valeurs du coefficient de pression des terres au repos déduites des résultats de l'essai oedométrique sont plus faibles que celles obtenues avec les mesures de contrainte sur site (K_0^T et $K_{0,C}$). Avec l'application de la correction relative à la résistance au cisaillement du sol, les valeurs du coefficient de pression des terres au repos, déduites des mesures in-situ de contraintes, diminuent et restent inférieures à 1 ($K_{0,C} < 1$).

Quelle que soit la correction appliquée aux mesures de contraintes, le coefficient de pression des terres au repos diminue avec la profondeur. Ce constat confirme l'existence d'une relation directe entre le rapport de surconsolidation du sol et le coefficient de pression des terres au repos. Les résultats de cette étude vont ainsi dans le même sens que les études antérieures menées sur la même thématique.

L'oedomètre à mesure de K_0 fournit, à faible profondeur, des valeurs du coefficient de pression des terres au repos (K_0^{oed} ou K_0^{sc}) plus faibles que celles déduites des mesures in-situ de contraintes horizontales. Au voisinage de 3 m de profondeur, les deux coefficients de pression des terres au repos comparés (K_0^{oed} et $K_{0,C}$) donnent des valeurs relativement proches. Cette conclusion s'explique. En effet, l'expression empirique qui permet la détermination du coefficient de pression des terres au repos (K_0^{oed}), à partir de l'essai oedométrique à mesure de K_0 , est élaborée à partir des valeurs de contraintes axiales les plus élevées (Figure 4.9d).

4.5 Conclusions et perspectives

La détermination des contraintes initiales dans les sols par des cellules de mesure de pression totale est une tâche très délicate. En effet, un ensemble de facteur constitue une source d'erreur et entache les contraintes mesurées. À l'échelle de l'appareil de mesure, la sensibilité du capteur et les conditions d'étalonnage différentes de celles sur le site impactent les mesures. Le principe de fonctionnement des cellules de mesure de pression totale impose la mesure de la pression à vide de la cellule. Toute modification de cette dernière, survenue lors de la mise en place du capteur, se répercute sur les mesures. La mesure de la fréquence à vide après la récupération du capteur permet de corriger les valeurs de contraintes obtenues (sous réserve qu'on ne le détériore pas lors de la récupération).

L'utilisation des capteurs de pression totale fonçables dans le sol nécessite la réalisation d'un forage (ou avant-trou) afin de limiter les risques d'endommagement de la cellule. Un fonçage sur certaines profondeurs peut conduire à un fléchissement de la lame. Une bonne pratique, afin de limiter ce risque d'endommagement, est de procéder à un forage d'un diamètre légèrement supérieur à la largeur de la cellule de mesure. La profondeur du forage doit limiter au minimum nécessaire la profondeur sur laquelle la cellule de mesure de pression totale est foncée.

La réalisation du forage et le fonçage de la cellule de mesure de pression présentent néanmoins quelques inconvénients. Ils modifient le champ initial des contraintes. Pour résoudre ce problème, les cellules de mesure de pression totale offrent la possibilité d'effectuer des mesures couvrant une période suffisamment longue pour observer une stabilisation des contraintes mesurées. Cependant, la relaxation des contraintes au cours de l'essai ne permet pas, selon le type de sol, de s'affranchir totalement des perturbations liées à la mise en place de la cellule de mesure.

Des travaux se sont intéressés à ce phénomène. Tedd et Charles (1981 et 1983) proposent de corriger la contrainte mesurée à la stabilisation des mesures en y retranchant la moitié de la cohésion non drainée du sol. Cette dernière peut être déterminée à l'aide d'essais in-situ ou au laboratoire ou déduites des résultats d'un essai pressiométrique.

La correction recommandée par Tedd et Charles (1981 et 1983) est raisonnable. En effet, la mise en place d'une cellule de mesure de pression totale dans un liquide tel que de l'eau, ne

génère pas (ou que très peu) de perturbation. Cette analogie confirme la validité d'une relation entre la perturbation engendrée par la mise en place de la cellule de mesure et la rigidité du milieu dans lequel il est placé.

Cependant, il est aussi raisonnablement admissible que l'ampleur des perturbations du champ initial des contraintes créée par l'installation d'un appareil de mesure dépende de l'épaisseur de cet appareil. Ce paramètre n'apparaît pas dans la correction proposée par Tedd et Charles (1981 et 1983) et constitue une limite de cette recommandation.

Une campagne d'essais menée avec des cellules de mesure de pression totale d'épaisseurs différentes apporterait des réponses à la question soulevée. Les résultats de cette expérimentation, suivant son ampleur, pourraient donner des corrélations entre le coefficient de pression des terres au repos obtenu à l'œdomètre K_0 et celui déduit des contraintes mesurées.

Une étude des courbes de relaxation des contraintes donnerait, avec une base de données plus fournie, une expression de la contrainte mesurée à un instant « t » en fonction de la contrainte mesurée après la mise en place du capteur et du temps. Cette expression permettrait de retrouver, avec la mesure à l'installation du capteur, la contrainte à la stabilisation. Cette approche représenterait un gain de temps énorme. Cependant sa mise en œuvre suppose la formulation d'une méthodologie standard de mise en place des cellules de pression qui imposerait par exemple la vitesse de fonçage ainsi que la profondeur sur laquelle la cellule de pression totale doit être foncée. Ces recommandations devront également prendre en compte la géométrie de la cellule de pression totale.

Les conditions météorologiques telles que la température et la pluviométrie influent également sur les mesures. La première fausse la mesure à vide du capteur. Une campagne d'essai d'étalonnage couvrant une plage de température suffisamment large permettrait de corriger la pression à vide de la cellule de mesure suivant la température au moment de la mesure sous chargement. La seconde modifie le degré de saturation du sol qui se répercute sur le poids volumique du sol. L'impossibilité de déterminer le degré de saturation du sol à chaque mesure de contrainte rend difficile la correction des contraintes vis-à-vis du degré de saturation du sol. Inclure un système de mesure ou un moyen de déduire le degré de saturation du sol au capteur de pression totale constituerait un début de réponse à ce problème.

Conclusion générale et perspectives

Le travail de recherche mené dans le cadre de cette thèse a exposé les difficultés liées à la détermination des contraintes initiales dans les massifs de sol en général et dans les pentes en particulier. Ces problèmes sont à l'origine de la forte incertitude inhérente aux valeurs de contraintes mesurées ou calculées.

L'étude relative aux effets de l'initialisation des contraintes lors d'un calcul par la méthode des éléments finis fait état d'un impact considérable de l'état initial des contraintes sur les résultats des calculs en élasto-plasticité. Les déplacements calculés, peuvent dans certaines conditions, varier de plus de 70%. L'initialisation des contraintes influence également le développement des déformations irréversibles et leur expansion.

La mesure des contraintes initiales par des cellules de pression totale fonçables est une solution. Néanmoins, l'analyse et l'interprétation de ces mesures sont délicates. En effet un ensemble de paramètres d'ordre instrumental ou météorologique entache les mesures. Les perturbations engendrées lors de la mise en place de l'appareil de mesure constituent un paramètre additionnel. Afin de limiter l'ampleur des erreurs, certaines dispositions doivent être prises lors de la mise en place des cellules de pression. La relaxation des contraintes permet de s'affranchir partiellement (en fonction du type de sol) des perturbations liées à l'introduction des cellules de pression. Les contraintes obtenues à la stabilisation des mesures peuvent, a priori, être corrigées en appliquant la recommandation de Tedd et Charles (1981 et 1983). Cette proposition faite pour corriger les contraintes à la stabilisation des mesures n'intègre pas l'épaisseur du capteur qui semble conditionner l'ampleur des perturbations.

L'analyse menée sur l'évolution du rapport entre les contraintes horizontales effectives et les contraintes verticales effectives (K^*_0) le long du massif montre une décroissance de K^*_0 avec la profondeur. Ce résultat est validé, d'une part, par l'expérimentation menée (chapitre 4) et d'autre part, par les expressions présentes dans la littérature qui lient le coefficient de pression des terres au repos au degré de surconsolidation.

Lors d'un calcul par la méthode des éléments finis, l'initialisation des contraintes dans un massif de sol à surface horizontale peut se faire avec la définition du coefficient de pression des terres au repos (K_0). La formule de Jaky semble donner, pour les sols pulvérulents et/ou normalement consolidés, des valeurs correctes du coefficient de pression des terres au repos

(K_0^{nc}). Elle peut, par conséquent, être utilisée pour initialiser les contraintes dans un massif de sol normalement consolidé et à surface horizontale lors d'un calcul par la méthode des éléments finis.

En présence de sol surconsolidé, le coefficient de pression des terres au repos à intégrer au modèle dépend de la cote du point considéré. Un travail préalable, qui consiste à exprimer le coefficient de pression des terres au repos (K_0^{ch}) en fonction de la profondeur (z), est nécessaire. En pratique, le modélisateur peut procéder à une subdivision du massif en plusieurs couches différentes. Le coefficient de pression des terres au repos à affecter à chaque couche est calculé à partir de la cote de la couche concernée. Une autre solution est d'intégrer dans les codes de calcul des expressions du coefficient de pression des terres au repos en fonction du degré de surconsolidation du sol modélisé.

Les contraintes initiales sont fortement liées à l'histoire géologique du massif en pente. L'initialisation des contraintes ne peut, par conséquent, se faire que numériquement. L'historique des sollicitations subies par le massif de sol peut être intégré aux calculs par la simulation numérique de la genèse de la pente. Cette simulation nécessite une bonne connaissance de l'évolution réelle du massif de sol. La genèse de la pente est par la suite traduite en mécanisme ou mode de formation de la pente. La thèse a traité deux principaux modes de formation de pente (chapitre 3). Cependant l'influence du mode de formation de la pente sur les contraintes initiales n'est pas nécessairement perceptible avec l'utilisation de certaines lois de comportement. L'étude menée soulève, de ce fait, l'importance des choix du concepteur (loi de comportement, critère de rupture). L'utilisation d'une loi de comportement élasto-plastique restreint les contraintes à une gamme de valeurs compatibles avec le critère de rupture utilisé. Il s'ensuit une diminution des valeurs du rapport K^*_0 . Afin de bien prendre en compte la formation de la pente dans les calculs par éléments finis, la thèse recommande l'utilisation d'une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage associé à un critère de rupture fermé tel que le critère Cam-Clay modifié.

Des perspectives se dégagent du travail de thèse. Elles se regroupent en deux parties.

La première partie est d'ordre expérimental. Son objectif est de constituer une base de données des mesures de contrainte initiale par des capteurs de pression totale. Ces derniers doivent être d'épaisseur différente pour permettre l'étude de l'influence de l'épaisseur des capteurs de pression sur les contraintes obtenues à la stabilisation des mesures. La finalité de cette étude est double. D'une part, elle offre la possibilité de valider ou de compléter la

correction proposée par Tedd et Charles (1981 et 1983). D'autre part, l'étude des courbes de relaxation des contraintes peut aboutir à la formulation d'une loi permettant la déduction de la contrainte à la stabilisation des mesures. Cette déduction pourrait être faite à partir des mesures effectuées juste après la mise en place du capteur. Ces mesures peuvent couvrir également quelques heures après l'installation du capteur. L'intérêt de cette démarche est qu'elle représente un gain de temps, d'une part, et qu'elle offrirait une possibilité de réutilisation des capteurs de pression totale, d'autre part. En effet avec des mesures qui couvrent une longue période (à l'échelle de plusieurs mois ou années) la récupération des capteurs après les mesures n'est jamais facile. En parallèle une série d'essais à l'œdomètre permettrait de trouver des corrélations entre le coefficient K_0 trouvé à l'œdomètre et celui mesuré.

Le second volet des travaux envisageables à la suite de ceux menés dans le cadre de la thèse est d'ordre numérique. Fort de la base de données composée à la fois des résultats des essais réalisés et des données récupérées de la littérature, des méthodologies et recommandations devraient pouvoir être proposées pour les calculs utilisant la méthode des éléments finis.

Références

- Abdelhamid M. S., Krizek R. J. (1976). At rest lateral earth pressure of a consolidating clay. J. Geotech. Engrg., ASCE, 102, 721-738.
- Amar S., Jézéquel J. F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 58, mars - avril.
- Baguelin F., Jézéquel J. F., Shields D. H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications, First edition, Germany, 617p.
- Benoît J., Lutenege A. J. (1992). Measurements of lateral stresses in soft clay. Wroth memorial symposium on predictive soil mechanics, pp 56-74.
- Bediskan E. (1993). Effect of overconsolidation ratio on coefficient of lateral Earth pressure at rest. METU, M.S.in Civil Engineering.
- Bishop A. W. (1948). A large shear box for testing sands and gravels. Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Rotterdam 2, 207-211.
- Bishop A. W. (1958). The test requirement for measuring the coefficient of earth pressure at rest. Brussels Conf. on earth pressure problems, Vol. 1, pp. 2-14.
- Bishop A. W., Henkel D. J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test. Arnold publishing company, London.
- Bornarel B. (1999). Fondations superficielles sur pente et essai pressiométrique : approche numérique. Thèse T1810db. École centrale de Lyon. Numéro d'ordre. 99-30
- Brooker E. W., Ireland H. O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. Can. Geotech. J., 2(1), 1-15.

Burlon S. (2007). Modélisation numérique des mouvements de sol induits par des excavations et des injections de compensation. Thèse Université des sciences et technologies de Lille, N° 4067.

Caquot A., Kerizel J. (1966). Traité de mécanique des sols. 4^e édition - Gauthier-Villars-Paris. 506 pp.

Cassan M. (1987). Les essais in-situ en mécanique des sols. Tome 1. Réalisation et interprétation, 2^{ème} édition, Eyrolles.

Cassan M. (2005). Le pressiomètre et la résistance au cisaillement des sols, cas particulier des argiles saturées. Proceedings of the International Symposium 50 Years of Pressuremeters, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, Vol. 1, pp. 699-714.

Combarieu O. (1995). L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 196, mars - avril.

Craig R. F. (2004). Craig's soil mechanics. Seventh edition Spon Press. London and New York.

Cransac D., Benoît J., Sève G., Blivet J.-C. (2005). Lateral stress evaluation of an unstable slope in Sallèles, France. Proceedings of the International Symposium 50 Years of Pressuremeters, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, Vol. 1, pp. 217-226.

Ducan J. M., Seed R. B. (1986). Compaction-induced earth pressures under K_0 -conditions. Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 112, N°. 1, 1986, pp 1-22.

Edil T.B., Dhowian A. W. (1981). At rest lateral pressure of peat soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, N°.1, pp. 201 - 217.

El-Emam M. (2011). Experimental and Numerical Study of at rest lateral earth pressure of overconsolidated sand. Advances in Civil Engineering. Vol. 2011 (2011), Article ID 524568, 12 pages.

Eurocode 7 NF P 94-282

Giroud J. P. (1973). Tables pour le calcul des fondations. Tome 2, Dunod, Paris, France, 505 p.

Hanna A., Al-Romhein R. (2008). At rest earth pressure of overconsolidated cohesionless soil. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 134(3), 408-412.

Hendron A. J. (1963). The behaviour of sand in one-dimensional compression. Ph.D. Thesis, University of Illinois.

Ishihara K. (1993). At rest and compaction-induced lateral earth pressures of moist soils. Ph. D. dissertation, Department of civil engineering, faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Jaky J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358.

Jaky J. (1948). Earth pressure in silos. Proceeding of the 2nd international conference on soils mechanics and foundation engineering-ICSMFE, London, Vol. 1, pp. 103 - 107.

Kalman E. (2008). Determination of the coefficient of earth pressure at rest in situ in overconsolidated clay. World tunnel Congress - Underground Facilities for better Environment and Safety - India.

Kenney T. C. (1959). Discussion de l'article de Wu (1958). ASCE vol.85, SM3 67-69.

Keskin S. N., Tekinsoy M. A., Uzundurukan S. (2004). The effect of over consolidation ratio and effective stresses on the earth pressure coefficient at rest of clayed soil. Teknik dergi vol.15, N°3 - Juil - pp. 3295 - 3310.

Larsson R. (1977). Basic behaviour of Scandinavian soft clays. Swedish Geotechnical Institute, Report N°4 Linköping.

Leroueil S., Tavenas F. (1979). Discussion : design parameters for stiff clays. Proc. 7th ECSMFE Brighton 4, 4.44, 167-169.

Lutenegger A. J. (2012). Field response of push-in-earth pressure cells for instrumentation and site characterization of soils. Geotechnical engineering journal of the SEAGS & AGSSEA vol. 43 N°.4 December 2012 ISSN 00466-5828.

Marchetti S. (1980). In situ test by flat dilatometer. Journal of the geotechnical engineering division, Vol. 106. N°. GT3, pp 299–321.

Massarsch K. R. (1975). New method of measurement of lateral earth pressure in cohesive soils. Can. Geotech. J. Vol. 12, pp. 142 – 146.

Mayne P. W., Kulhawy F H. (1982). K_0 -OCR relationships in soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 108, n°. 6, pp. 851–872.

Martin C. D., Simmons G. R. (1993). The AECL Underground Research Laboratory : an overview of geomechanics characterization. Comprehensive Rock Engineering (Ed. : Hudson), Pergamon press, Vol. 3, Ch. 38.

Mestat P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par éléments finis. Rapports des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série Géotechnique, GT52.

Mestat P. (1998a). Méthode des éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 214 – Mars-Avril– pp.45-60.

Mestat P. (1998b). État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 215- Mai-Juin– pp.15-32.

Meyerhof G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundation. Journal of Geotechnical Engineering, 102(3), pp. 195–228.

Muskhelishvili N. I. (1963). Some basic problems of the mathematical theory of elasticity. P. Noordhoof Ltd., Groningen, The Netherlands, 718p.

Ofer Z. (1982). Lateral earth pressure developed during compaction. Transportation Research Record 897, 71-79.

Perloff W. H., Baladi G. K., Harr M. E. (1967). Stress distribution within and under long elastic embankments. Highway Research Record, N°.181, Pp 12-40.

Pipatpongsa T., Heng S., Iizuka A., Ohta H. (2009). Rationale for coefficient of earth pressure at rest derived from prismatic sand heap. Journal of applied Mechanics Vol.12, pp.383-394.

Rankka K. (1994). In situ stress conditions across clay slopes. A study comprising seven test sites. Chalmers University of technology Department of geotechnical engineering. N° serie Nr 994.

Saglamer A. (1972). An expression of the coefficient of lateral earth pressure at rest for cohesionless soils with respect to the soil parameters. Ph. D. thesies, civil engineering faculty of I.T.U., Istanbul, Turkey.

Savage W. Z. Swolfs H. S., Powers P. S. (1985). Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys. Int. J. Rock Mech. Min Sci. and Geomech Abstr. Vol. 22, N°. 5. pp 291-302.

Savage W. Z. (1994). Gravity induced stresses in finite slopes. Int. J. Rock. Mech. min. Sci. & Geomech. Agstr. Vol. 31. N°.5, pp. 471-483.

Schmidt B. (1966) Discussion of paper Earth pressure at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, Vol 3 - N°4 - pp239-242.

Schmidt B. (1967). Lateral stresses in uniaxial strain. Danish Geotechnical Institute n°23 pp. 5-12.

Sehn A. L. (1990). Experimental study of earth pressures on retaining structures. Ph. D. dissertation, Department of civil engineering, Virginia Polytechnical Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Silvestri V., Tabib C. (1982a). Exact determination of gravity stresses in finite elastic slopes, 1: Theoretical considerations. Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, N°1, s 47-54.

Silvestri V., Tabib C. (1982b). Exact determination of gravity stresses in finite elastic slopes, 2: Applications. Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, N°1, s 55-60.

Sully J. P., Campanella R. G. (1989). Lateral stress measurements in a glaciomarine clay. 25th Conf. Quat. Engng. Geol., Geol. Soc. of London.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. John Wiley and Sons, New York.

Tedd P., Charles J. A. (1981). In situ measurement of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. Geotechnique, Vol. 31, N°4, pp554 – 558.

Tedd P., Charles J. A. (1983). Evaluation of push-in pressure cell results in stiff clay. Proc. Int. Sym. on Soil and Rock Investigations by in situ testing, Paris, 2, 579 – 584.

Teerachaikulpanich N., Okumura S., Matsunaga K., Ohta H. (2007). Estimation of coefficient of earth pressure using modified oedometer test. Soils and foundations, Vol. 47, N°. 2, pp 349–360.

Thurston C. W., Deresiewicz H. (1959). Analysis of a compression test of a face centered cubic array of elastic spheres. Journ. Appl. Mech., Vol. 26, trans. ASME, Vol. 81, pp. 251-258.

Ting C.M.R., Sills G.C., Wijeyesekera D.C. (1994). Development of K_0 in soft soils. Geotechnique, Vol. 24, N°1, pp. 101 – 109.

Wong R. C. K., Kaiser P.K. (1991). Performance assessment of tunnels in cohesionless soils. ASCE, Journal of Geotechnical engineering, vol.117, 12, pp. 1880-1901.

Annexes

A2.1 Détermination de la charge Q_E	237
A2.2 Étendue des déformations irréversibles	239
A2.3 Évolution du tassement en fonction de la charge pour différentes valeurs de c	245
A3 Chemins de contraintes aux points B, C et E	247
A4.1 Photo du site de Vauxrains	249
A4.2 Résultats des essais triaxiaux	251
A4.3 Résultats des essais oedométriques	257
A4.4 Fiche technique de la sondeuse Sedidril 500	261
A4.5 Fiche d'étalonnage des capteurs de pression	263
A4.6 Publication non référencée de Sully et Campanella	273

Annexe A2.1 : détermination de Q_E

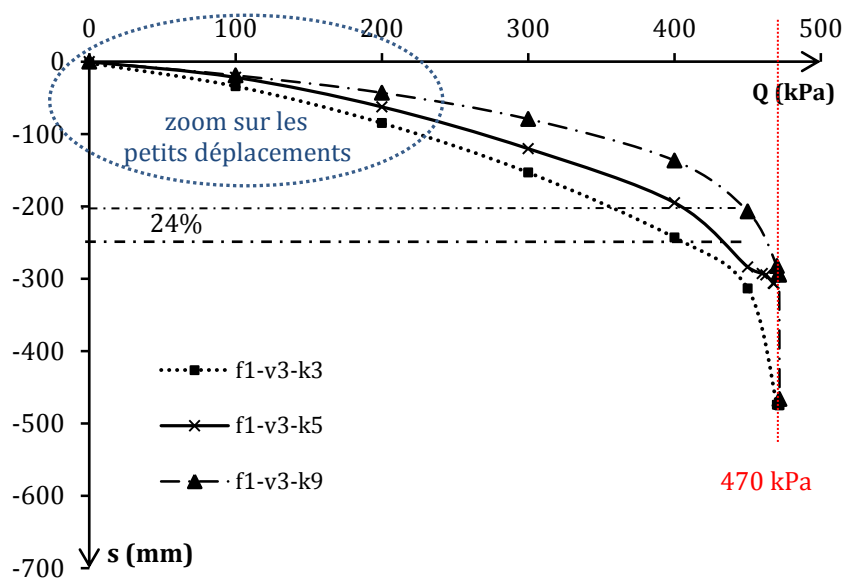


Figure A2.1 Évolution des tassements en fonction de la charge appliquée

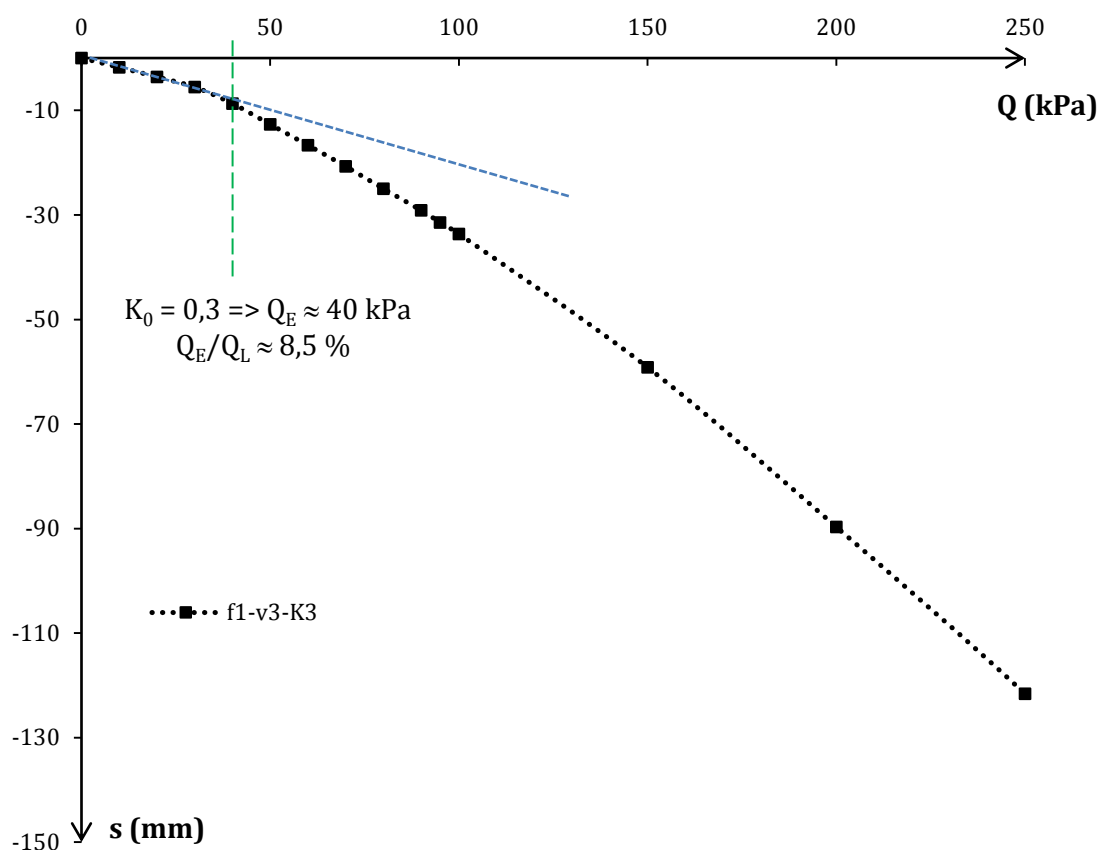


Figure A2.2 Zoom sur les petits déplacements de la courbe d'évolution des tassements en fonction de la charge appliquée ($K_0 = 0,3$)

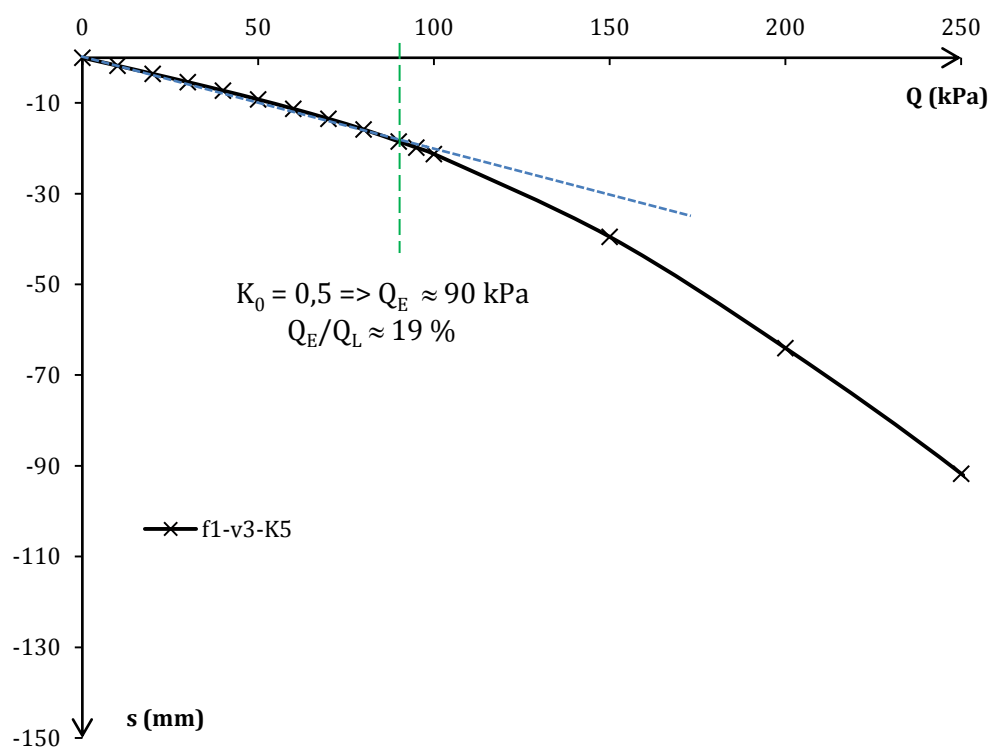


Figure A2.3 Zoom sur les petits déplacements de la courbe d'évolution des tassements en fonction de la charge appliquée ($K_0 = 0,5$)

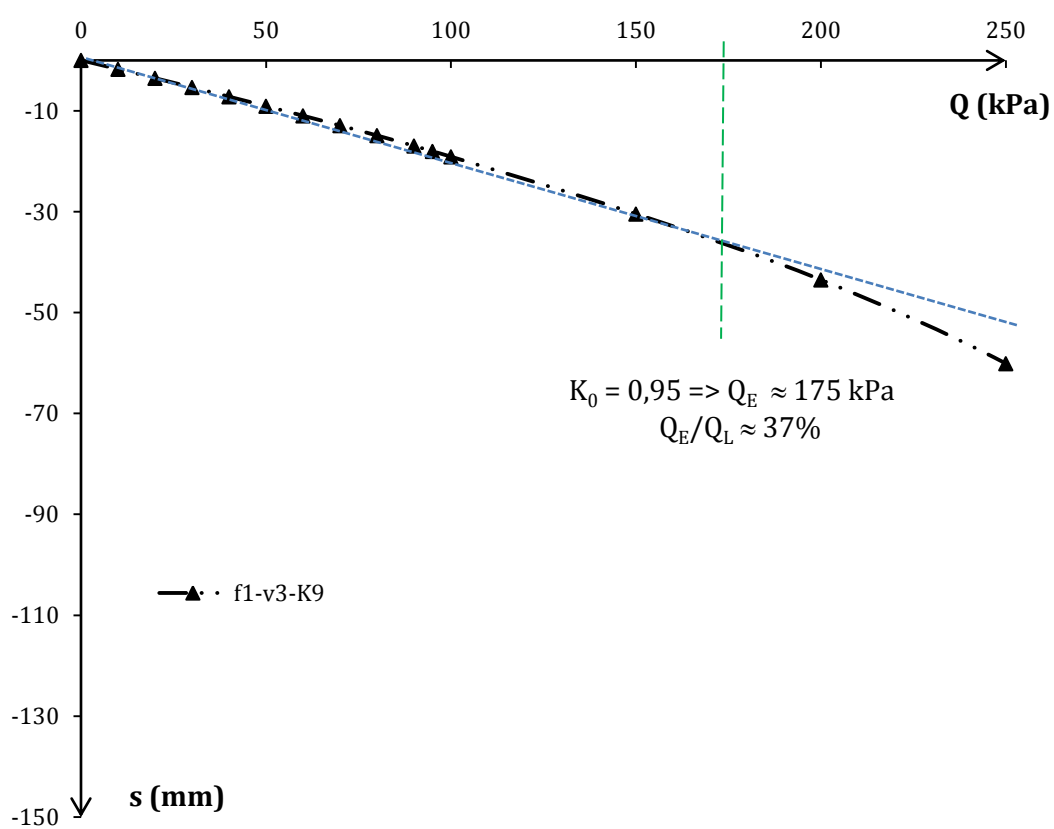


Figure A2.4 Zoom sur les petits déplacements de la courbe d'évolution des tassements en fonction de la charge appliquée ($K_0 = 0,95$)

Annexe A2.2 : étendue des Déformations irréversibles

L'étendue des déformations irréversibles dans la zone de suivi des déformations irréversibles définie dans le chapitre 2 (figure 2.4a) est présentée dans les tableaux A2.1, A2.2, A2.3 et A2.4. Ils regroupent les déformations plastiques subies par le massif de sol respectivement pour des charges de 100 et 200 kPa, 300 et 400 kPa, 450 et 470 kPa et 472 kPa. Chaque tableau donne les déformations irréversibles obtenues avec les valeurs du coefficient de pression des terres au repos étudié (0,3 ; 0,5 et 0,95).

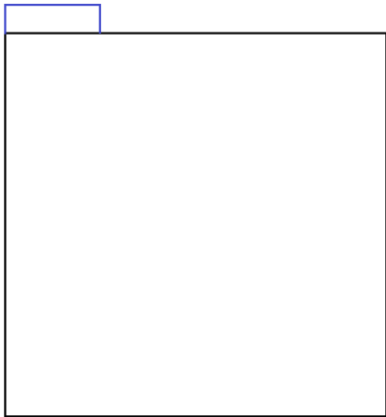
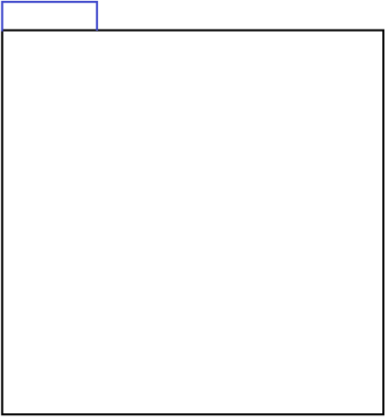
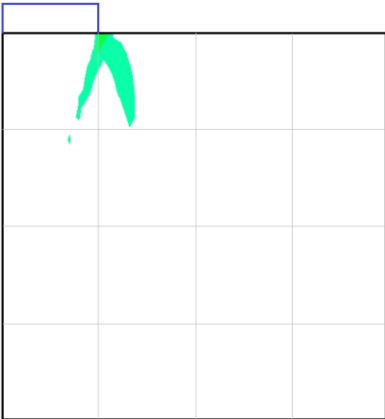
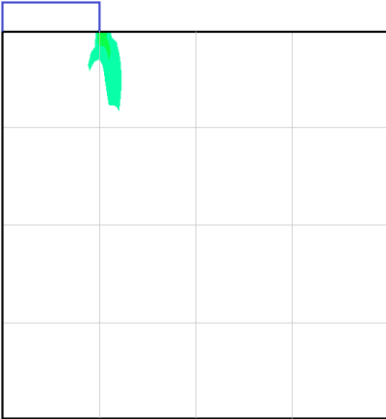
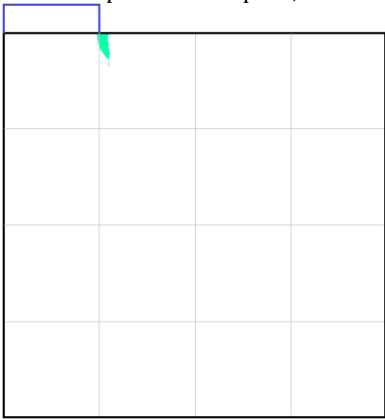
Chargement sur semelle	$K_0 = 0,3$	$K_0 = 0,5$	$K_0 = 0,95$
100 kPa	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0 \text{ m}^2$</p> 
200 kPa	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0,22 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0,14 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0,02 \text{ m}^2$</p> 

Tableau A2.1. Évolution de l'étendue des déformations irréversibles en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Q vaut 100 kPa et 200 kPa ; $\nu = 0,3$

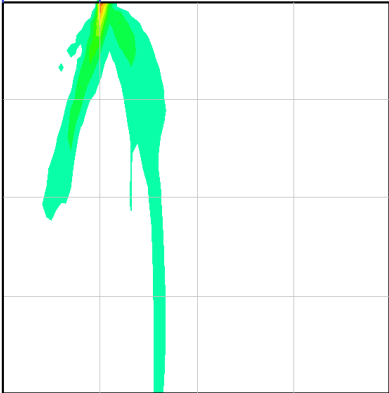
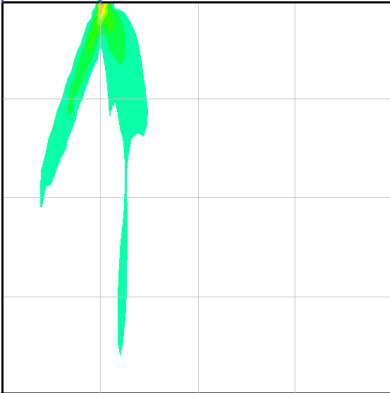
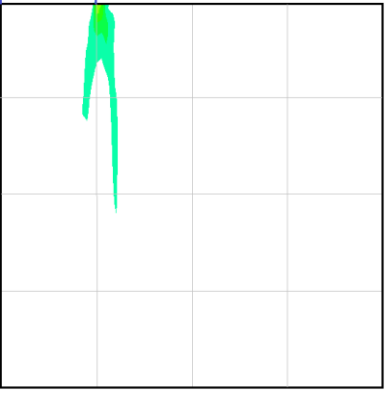
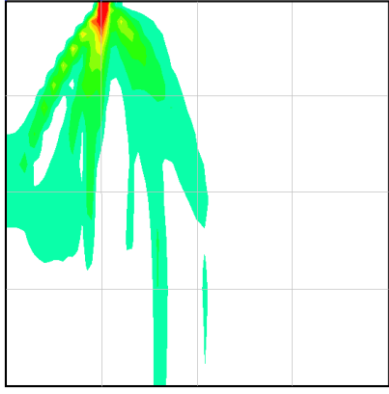
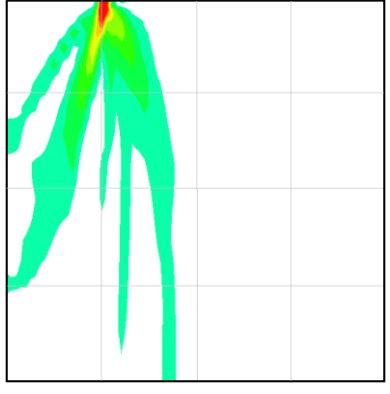
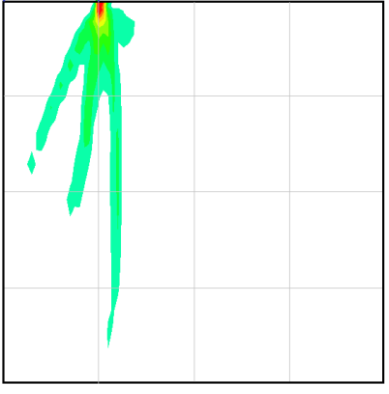
Chargement sur semelle	$K_0 = 0,3$	$K_0 = 0,5$	$K_0 = 0,95$
300 kPa	<p>Surface plastifiée : $A_p = 1,29 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0,95 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 0,35 \text{ m}^2$</p> 
400 kPa	<p>Surface plastifiée : $A_p = 3,503 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 2,904 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $A_p = 1,2925 \text{ m}^2$</p> 

Tableau A2.2. Évolution de l'étendue des déformations irréversibles en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Q vaut 300 kPa et 400 kPa ; $\nu = 0,3$

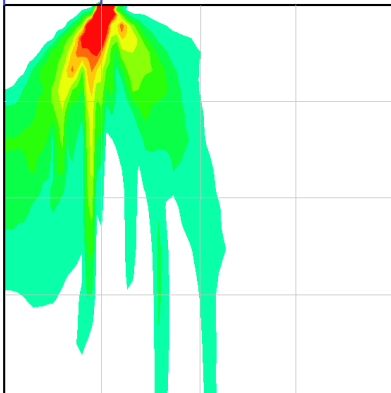
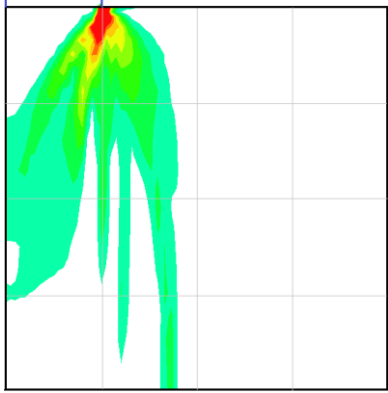
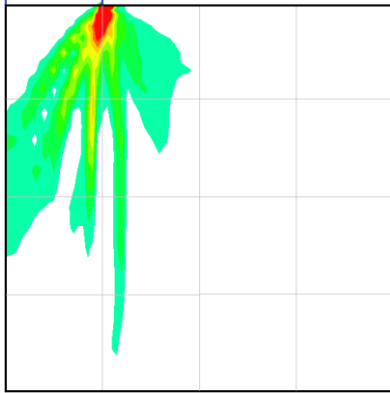
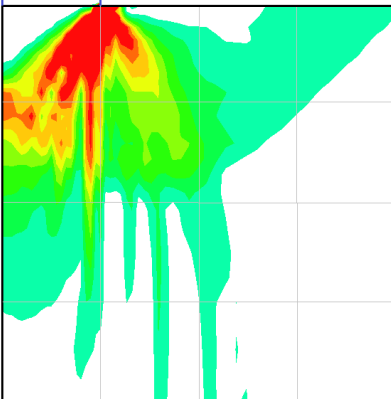
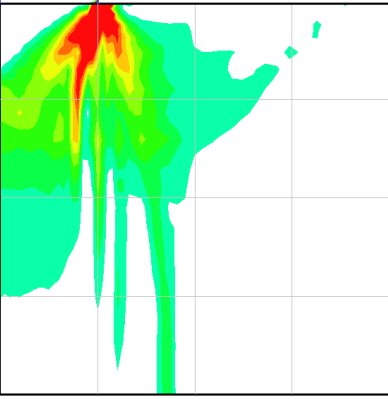
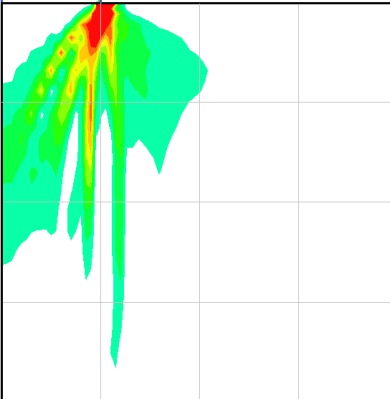
Chargement sur semelle	$K_0 = 0,3$	$K_0 = 0,5$	$K_0 = 0,95$
450 kPa	Surface plastifiée : $A_p = 5,24 \text{ m}^2$ 	Surface plastifiée : $A_p = 4,0816 \text{ m}^2$ 	Surface plastifiée : $A_p = 2,5769 \text{ m}^2$ 
470 kPa	Surface plastifiée : $A_p = 7,5488 \text{ m}^2$ 	Surface plastifiée : $A_p = 5,3648 \text{ m}^2$ 	Surface plastifiée : $A_p = 3,2781 \text{ m}^2$ 

Tableau A2.3. Évolution de l'étendue des déformations irréversibles en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Q vaut 450 kPa et 470 kPa ; $\nu = 0,3$

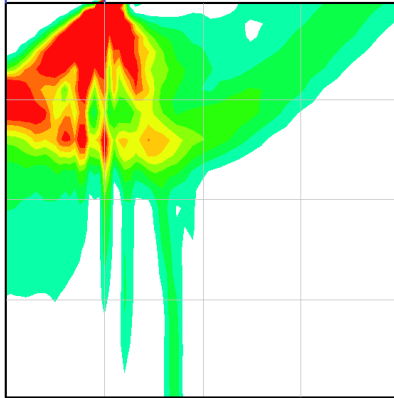
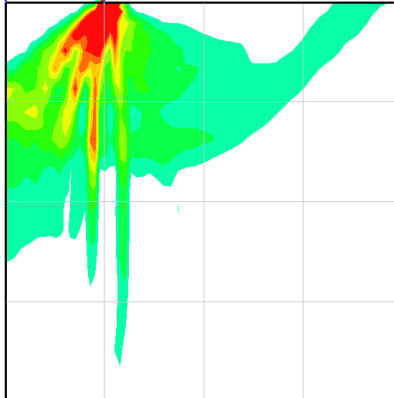
Chargement sur semelle	$K_0 = 0,3$	$K_0 = 0,5$	$K_0 = 0,95$
472 kPa	Divergence du calcul	<p>Surface plastifiée : $Sp = 7,1088 \text{ m}^2$</p> 	<p>Surface plastifiée : $Sp = 4,9882 \text{ m}^2$</p> 

Tableau A2.4. Évolution de l'étendue des déformations irréversibles en fonction du coefficient de pression des terres au repos. Q vaut 472 kPa ; $\nu = 0,3$

Annexe A2.3 : courbes d'évolution du tassement en fonction de la charge (c_1 , c_2 et c_3)

La figure A2.5 donne l'évolution du tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée. Les courbes sont regroupées en trois graphes suivant la valeur de la cohésion affectée au massif de sol. Chacun présente les trois courbes d'évolution associées aux trois valeurs du coefficient de pression des terres au repos (0,3 ; 0,5 et 0,95).

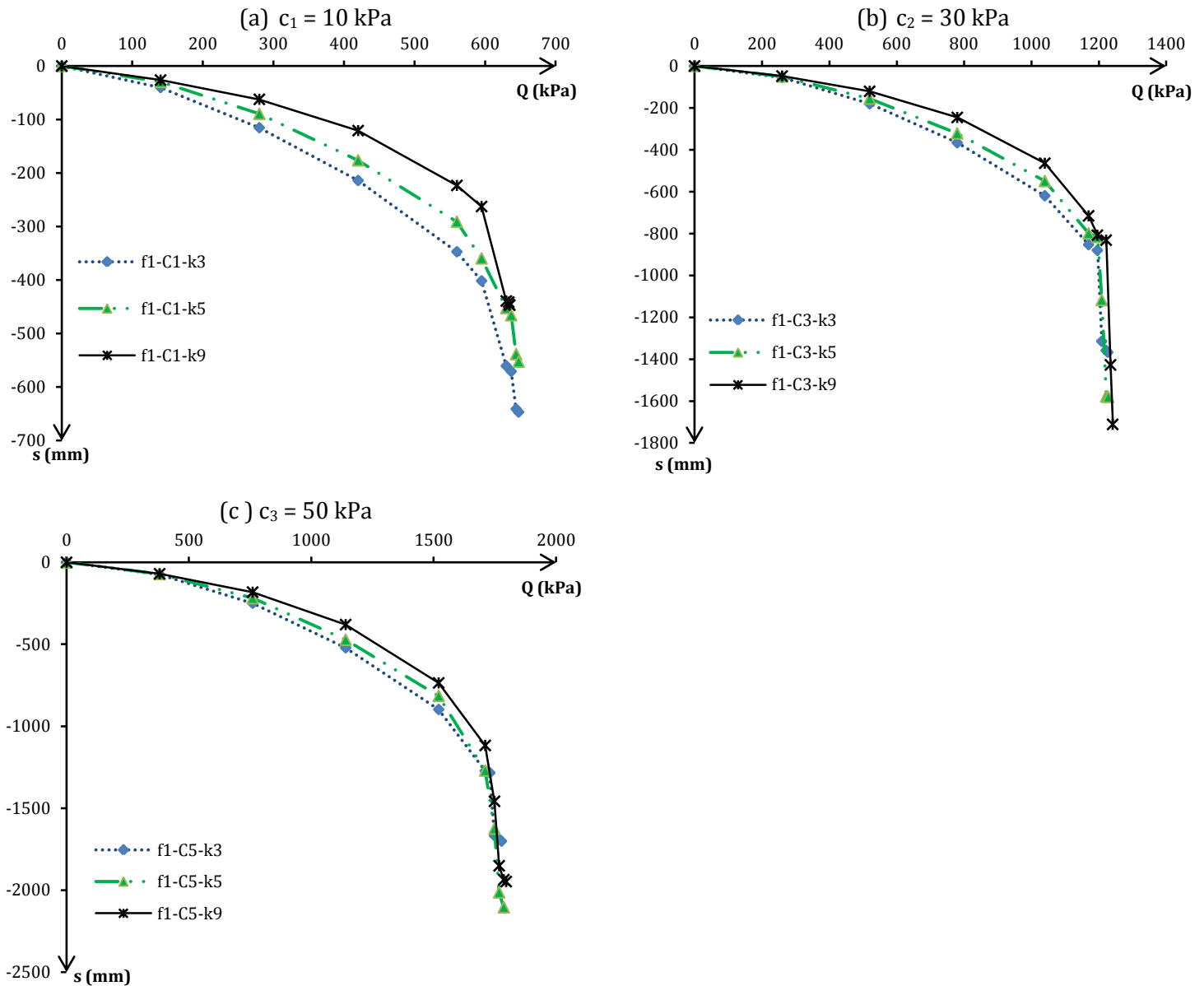


Figure A2.5 Évolution du tassement en fonction de la charge appliquée pour les trois valeurs du coefficient de pression des terres au repos étudié (0,3 ; 0,5 et 0,95).

a) $c_1 = 10$ kPa - b) $c_2 = 20$ kPa - c) $c_3 = 50$ kPa.

Annexe A3 : chemins de contraintes aux points B, C et E

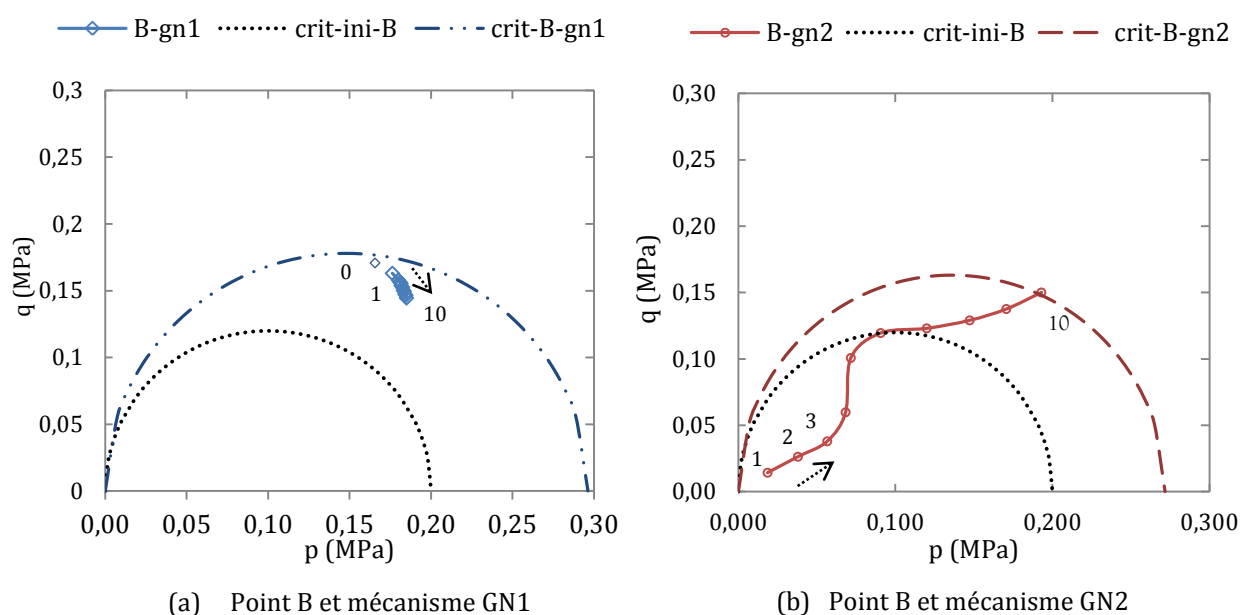


Figure A3.1 Chemin des contraintes au **point B** pour les mécanismes GN1(a) et GN2 (b). Évolution des domaines élastiques.

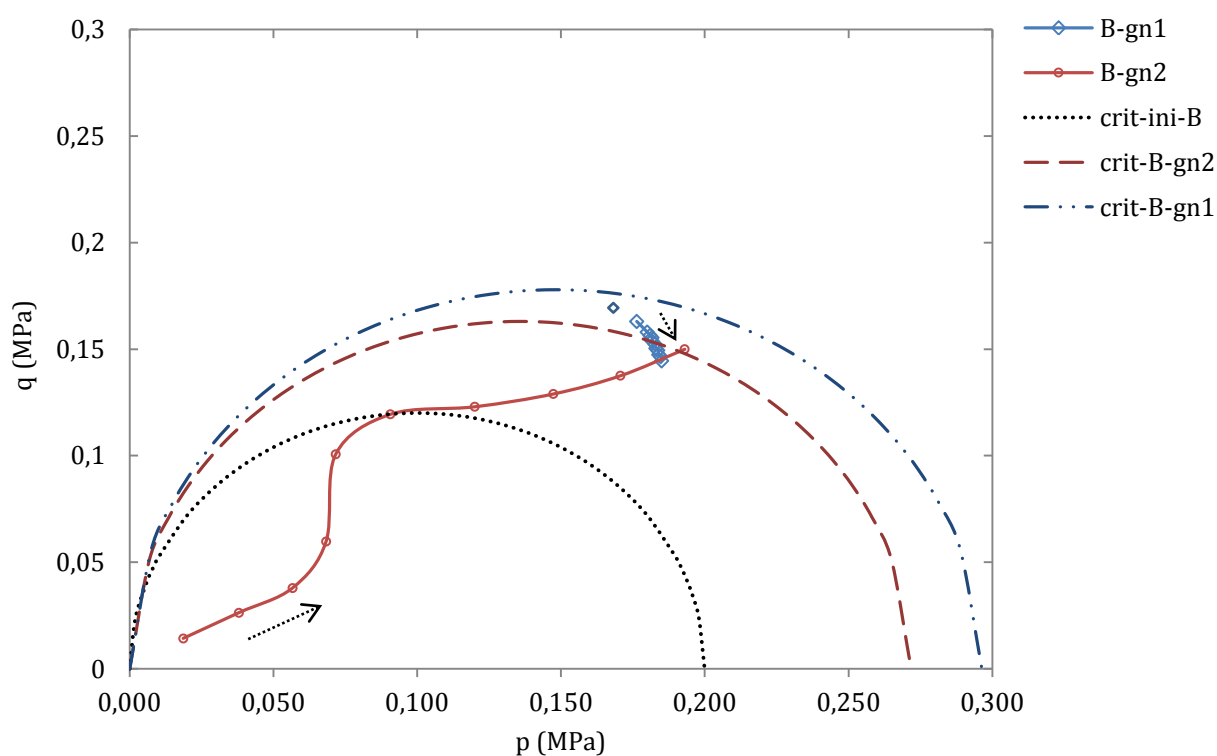


Figure A3.2 Chemin des contraintes au **point B** pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

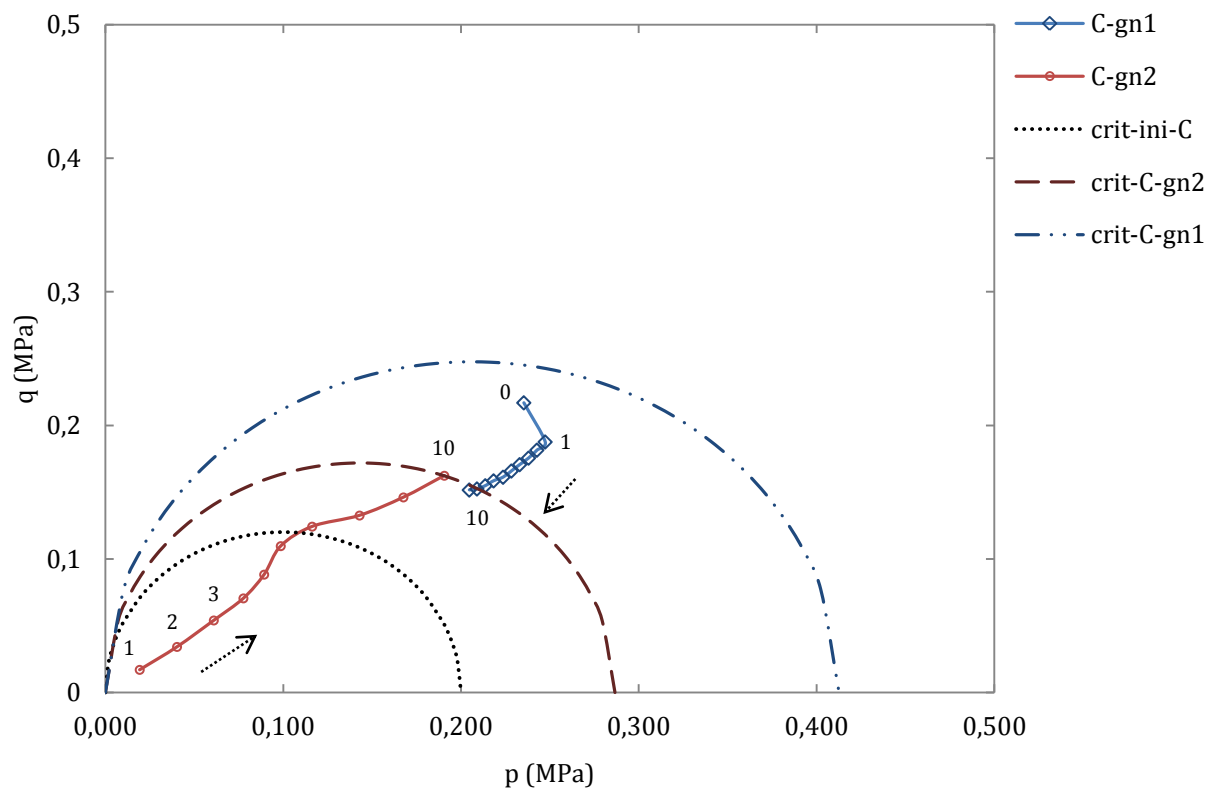


Figure A3.3 Chemin des contraintes au **point C** pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

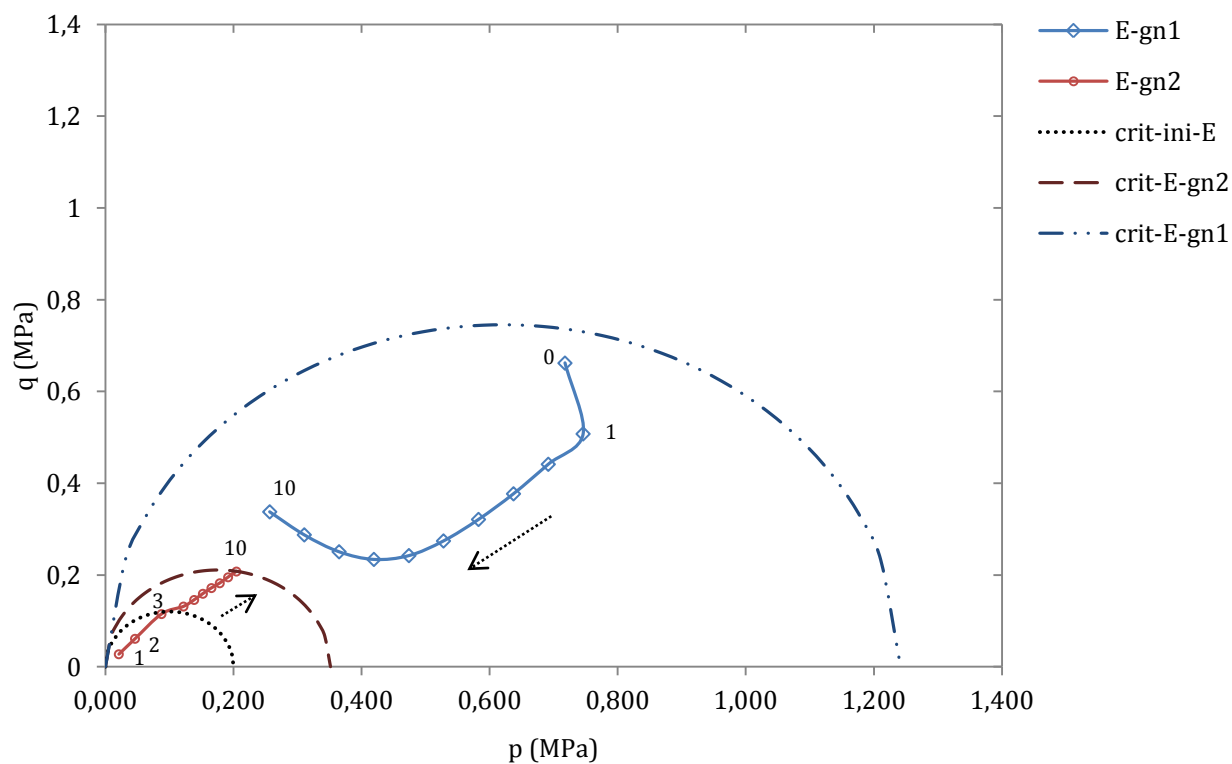
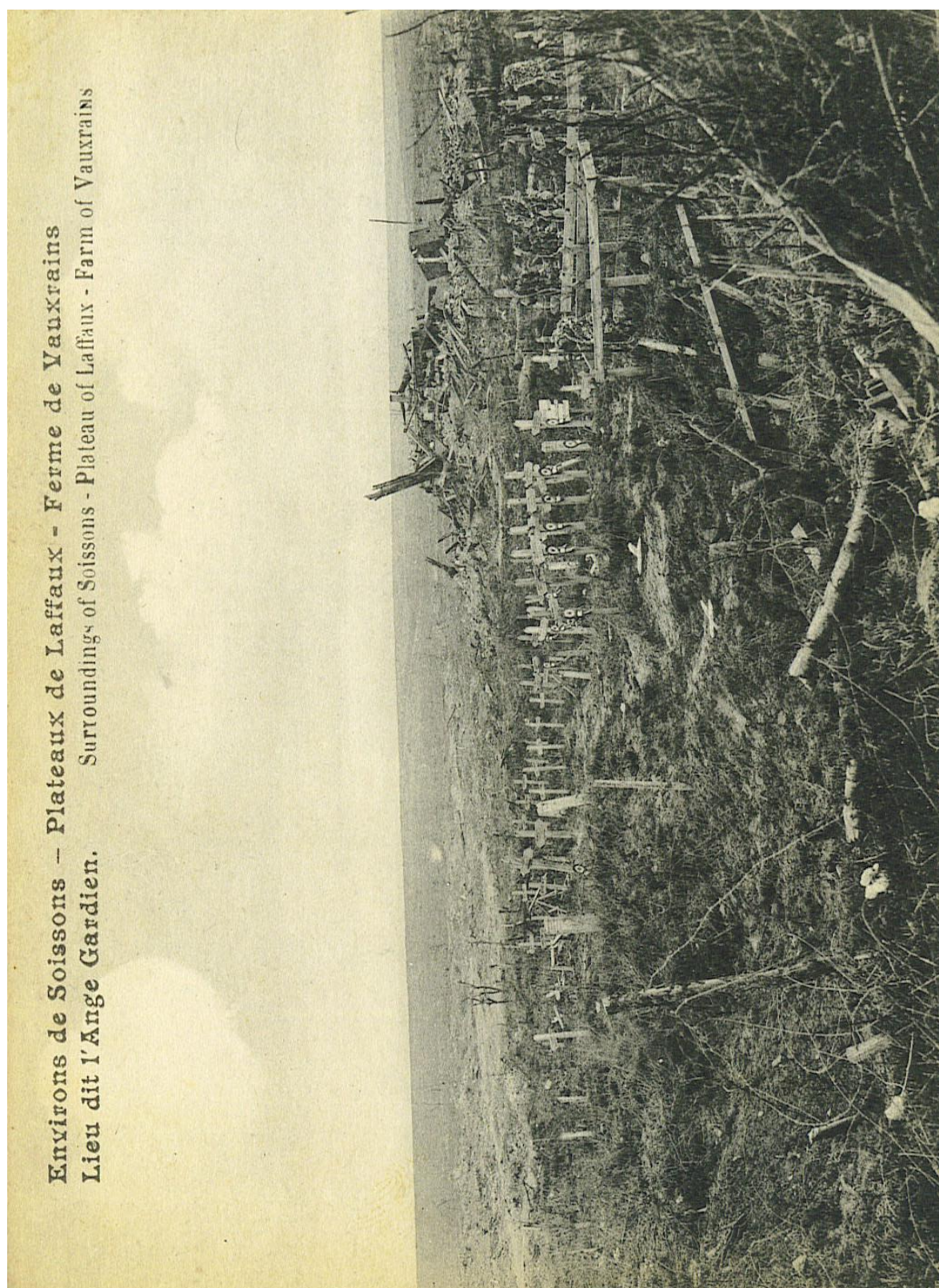


Figure A3.2 Chemin des contraintes au **point E** pour les mécanismes GN1 et GN2 et évolution des domaines élastiques.

Annexe A4.1 : photo du site de Vauxrains



Annexe A4.2 : résultats des essais triaxiaux (courbes contraintes-déformations et chemins de contraintes)

Les résultats présentés sont tirés du rapport d'essai réalisé par Jean-François Serratrice et son équipe.

Essai triaxial CU

Carotte SC3 – Échantillon E4 3,00 – 4,00 m

Éprouvette RIL 01, 02 et 03

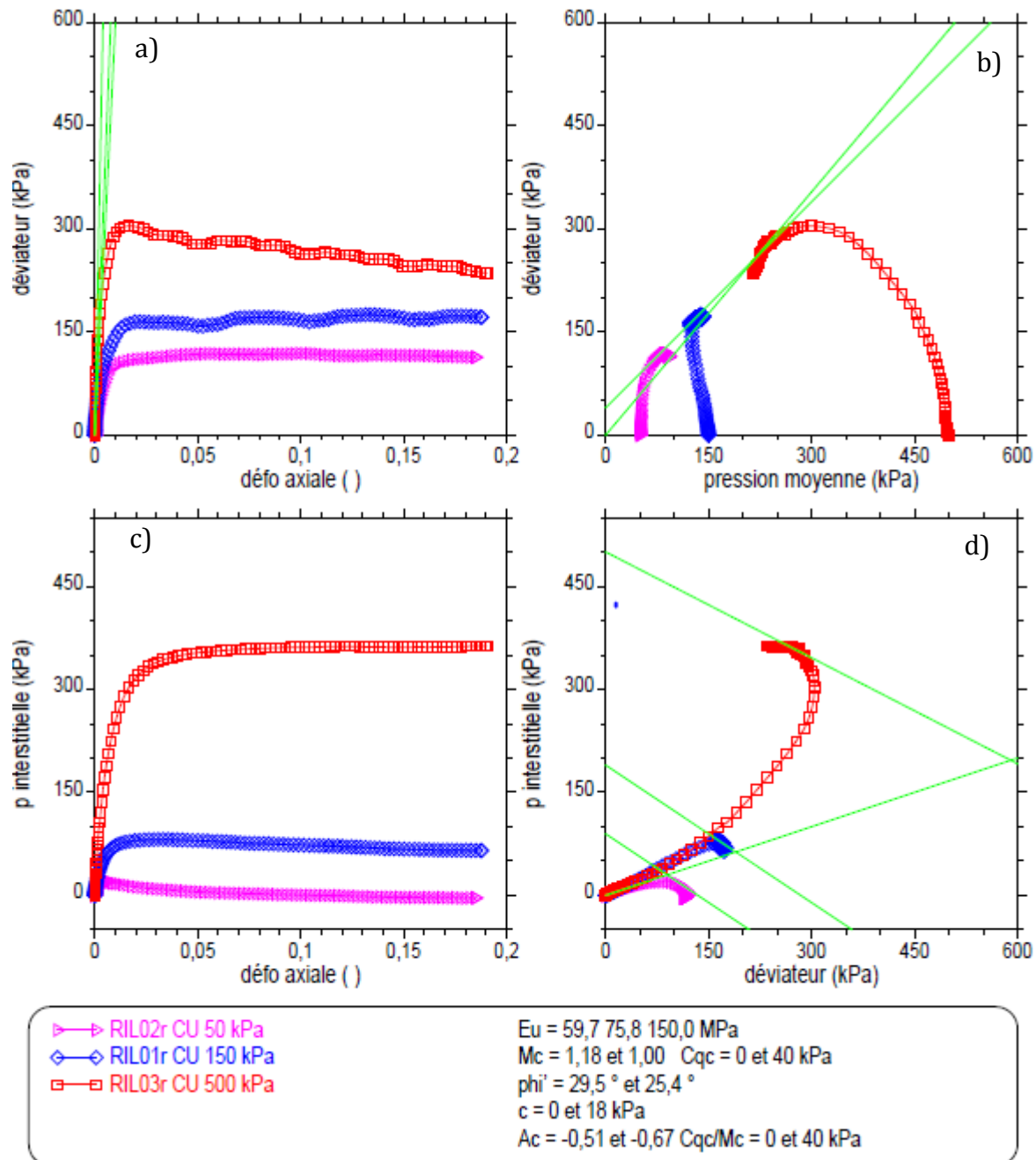


Figure 4.1 : Essai triaxial CU sur les éprouvettes RIL01, 02 et 03 - (a) Courbe contraintes déformations - (b) chemins de contraintes dans le plan p, q - (c) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale - (d) chemin de pression interstitielle.

Essai triaxial CU

Carotte SC3 – Échantillon E2 1,00 – 1,85 m

Éprouvettes RIL 09, 10 et 11

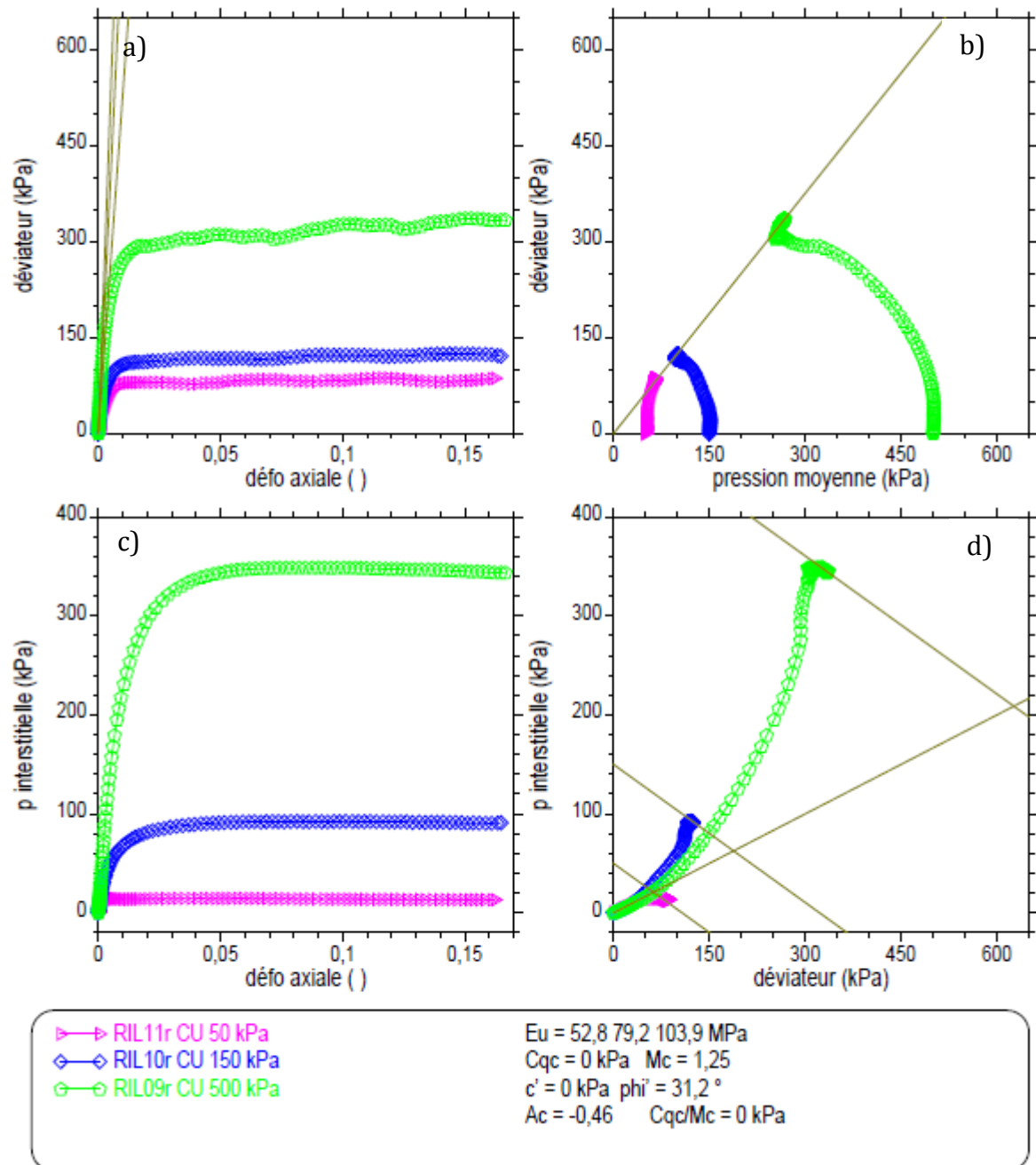


Figure 4.2 : Essai triaxial CU sur les éprouvettes RIL09, 10 et 11 - (a) Courbe contraintes déformations - (b) chemins de contraintes dans le plan p, q - (c) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale - (d) chemin de pression interstitielle.

Essai triaxial CU

Carotte SC2 – Échantillon E4 3,00 – 3,85 m

Éprouvettes RIL 15, 16 et 17

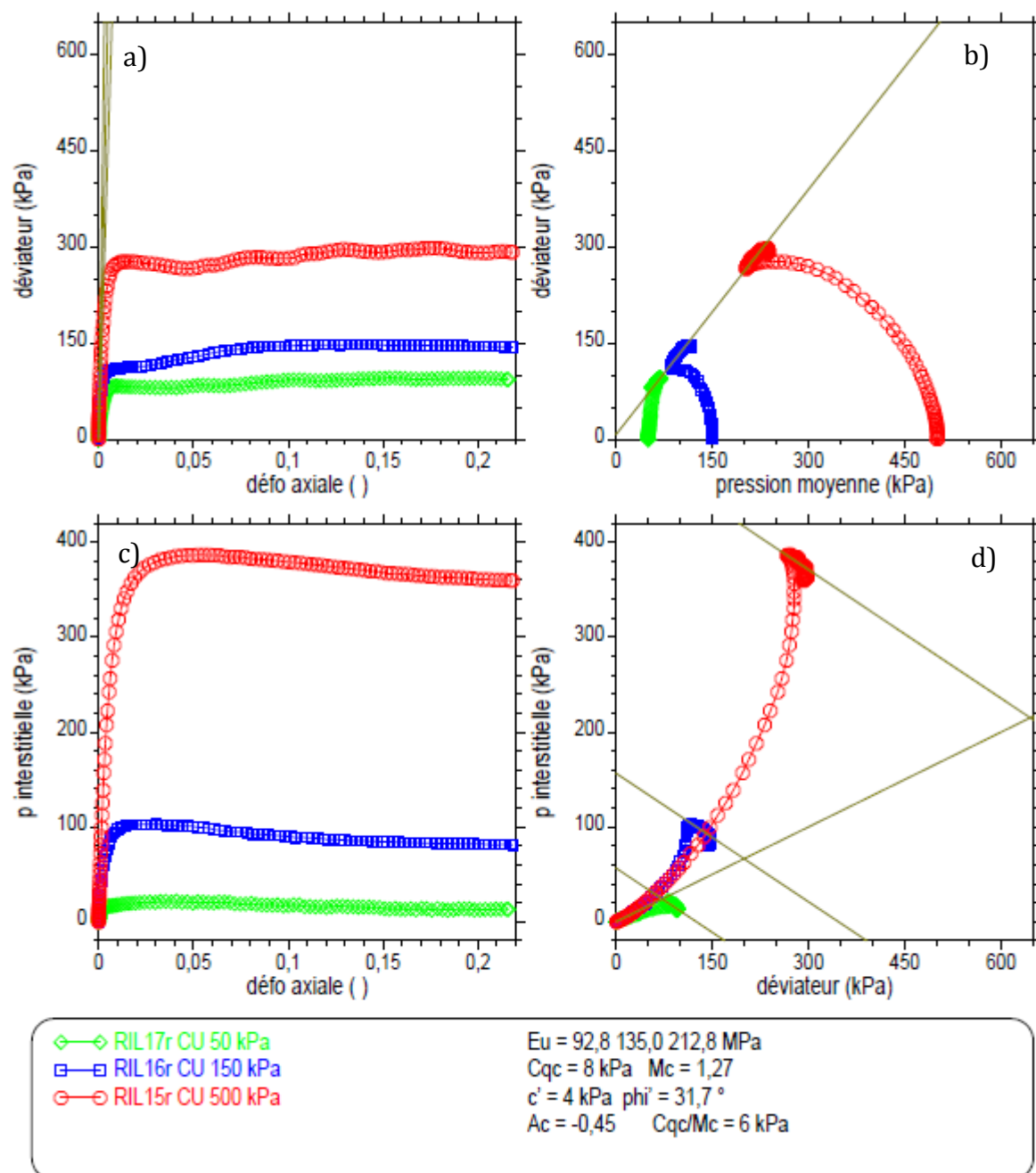


Figure 4.3 : Essai triaxial CU sur les éprouvettes RIL15, 16 et 17 - (a) Courbe contraintes déformations - (b) chemins de contraintes dans le plan p, q - (c) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale - (d) chemin de pression interstitielle.

Essai triaxial UU

Carotte SC3 – Échantillon E4 3,00 – 4,00 m

Éprouvettes RIL 04, 07 et 08

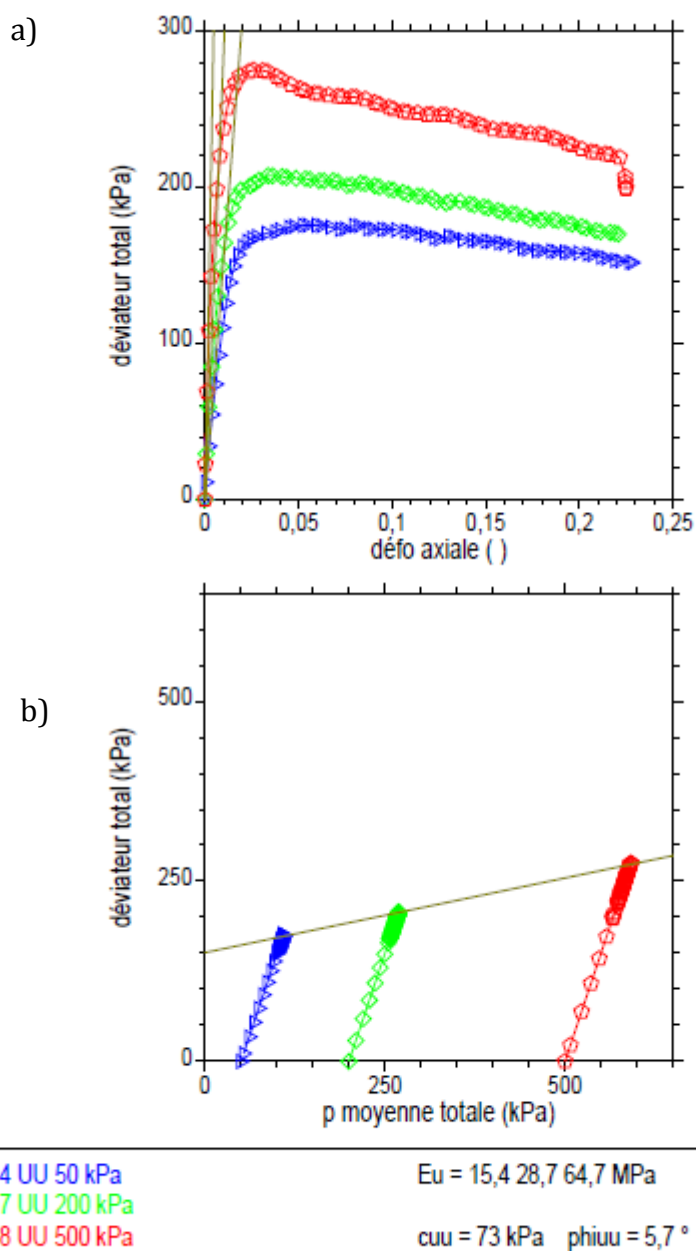


Figure 4.4 : Essai triaxial UU sur les éprouvettes RIL04, 07 et 08 - (a) Courbe contraintes-déformations - (b) chemins de contraintes dans le plan p, q

Essai triaxial cyclique CU

Carotte SC3 – Échantillon E3 2,00 – 3,00 m

Éprouvette RIL20

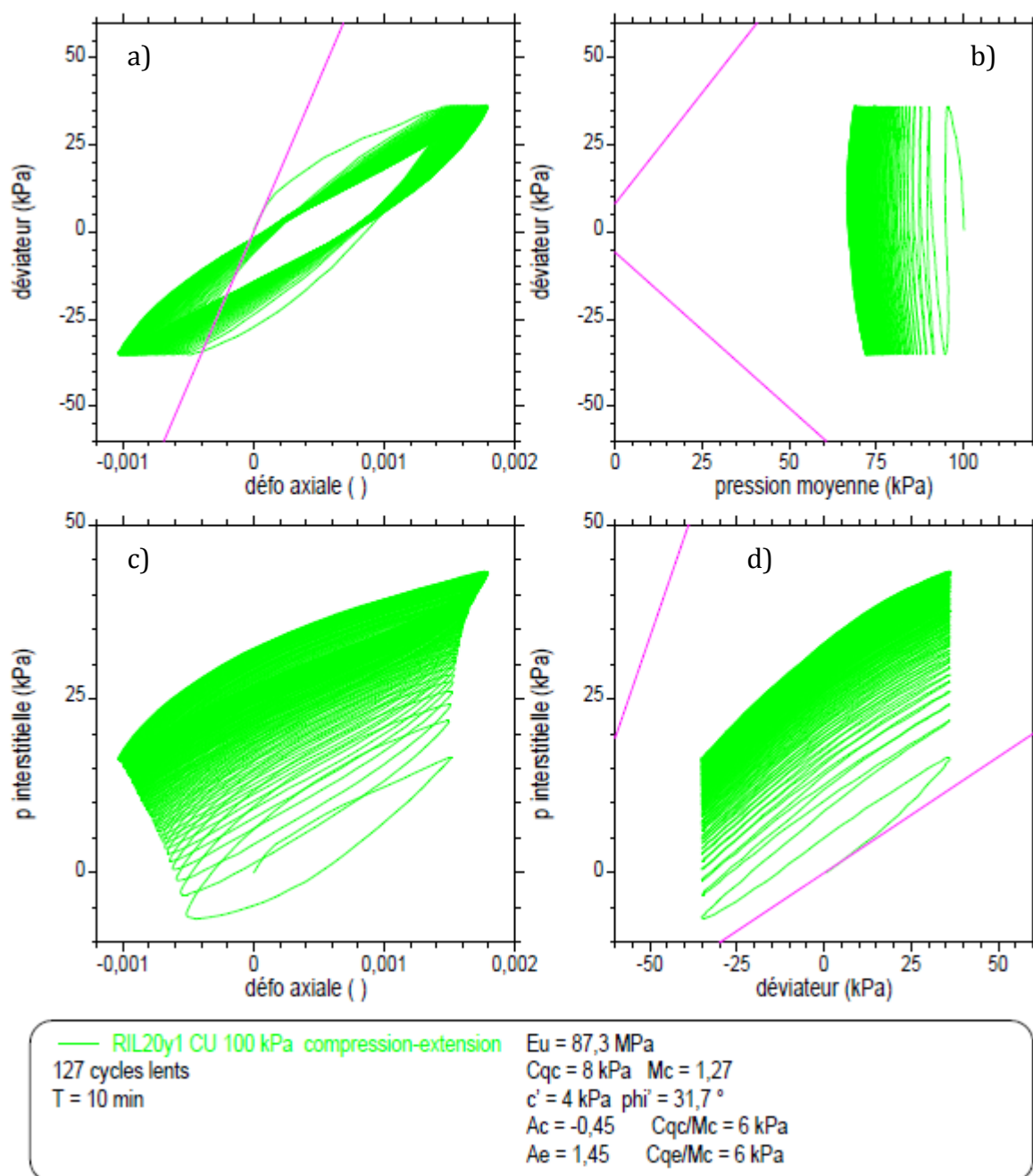
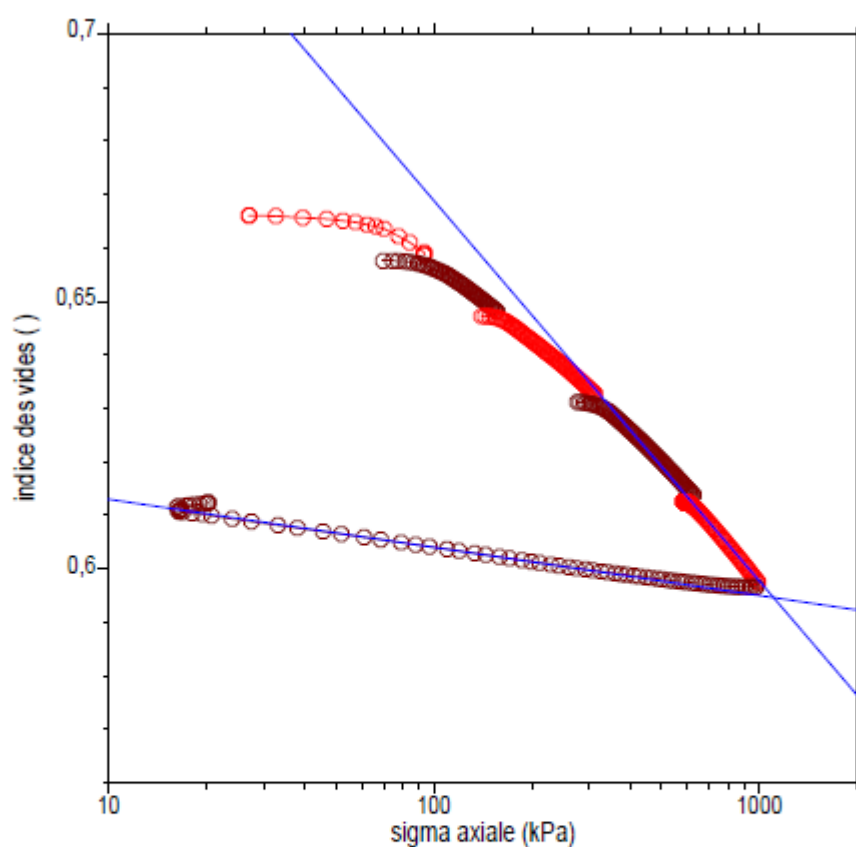


Figure 4.5 : Essai triaxial CU cyclique sur l'éprouvette RIL20 - (a) Courbe contraintes déformations – (b) chemins de contraintes dans le plan p , q - (c) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale – (d) chemin de pression interstitielle.

Annexe A4.3 : résultats des essais oedométriques

Les résultats présentés sont tirés du rapport d'essai réalisé par Jean-François Serratrice et son équipe.

Essai oedométrique à mesure de K_0
Carotte SC3 – Échantillon E3 2,00 – 3,00 m
Éprouvette RIL 13



○—○ RIL13r1 chargement 1
○—○ RIL13r2 chargement 2
○—○ RIL13r3 chargement 3
○—○ RIL13r4 chargement 4
○—○ RIL13r5 chargement 5

○—○ RIL13r6 déchargement

$C_c = 0,0711$ $C_s = 0,0090$

Figure 4.6 : Essai oedométrique sur l'éprouvettes RIL13 - Courbe contrainte axiale-indice des vides (σ'_a, e) en échelle semi-logarithmique –Eprouvette RIL13 (2,00 à 3,00 m)

Essai oedométrique à mesure de K_0
 Carotte SC3 – Échantillon E3 2,00 – 3,00 m
 Éprouvette RIL 13

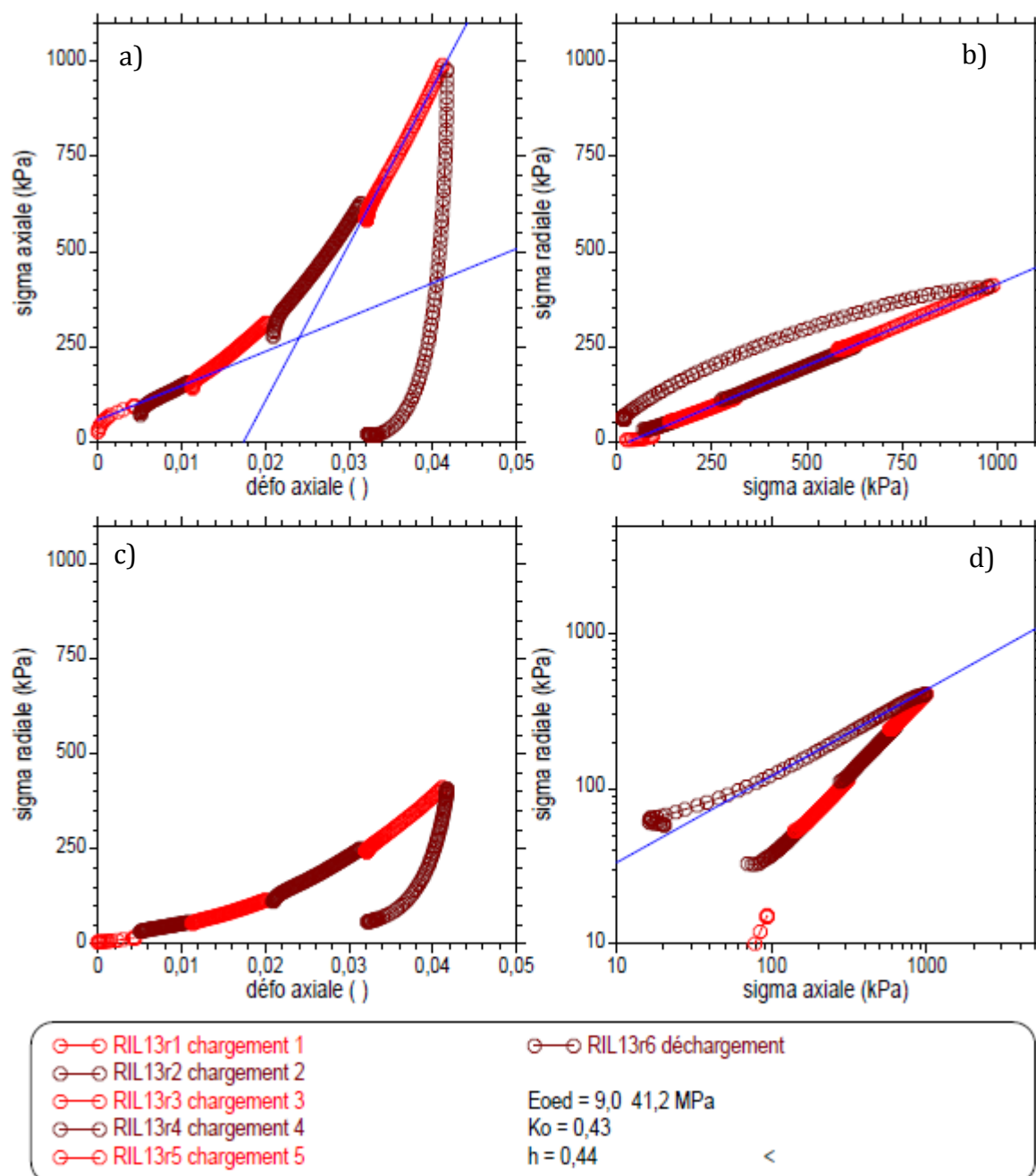
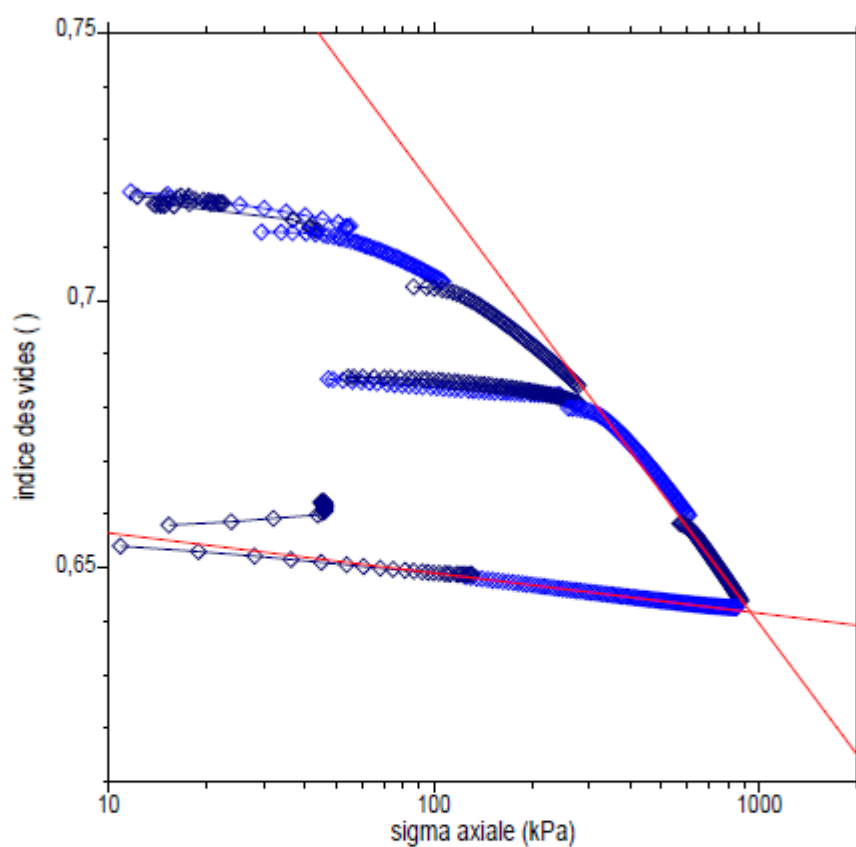


Figure 4.7 : Essai triaxial CU sur les éprouvettes RIL09, 10 et 11 - (a) Courbe contraintes déformations (ϵ_a, σ'_a)
 b) chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) - (c) Courbe contraintes déformations (ϵ_a, σ'_r)
 (d) chemins de contraintes (σ'_a, σ'_r) échelle log

Essai oedométrique à mesure de K_0
 Carotte SC2 – Échantillon E4 3,00 – 3,85 m
 Éprouvette RIL 18



◇ RIL18r1 chargement 1
 ◇ RIL18r2 chargement 2
 ◇ RIL18r3 chargement 3
 ◇ RIL18r4 chargement 4
 ◇ RIL18r5 déchargement 1

◇ RIL18r6 chargement 5
 ◇ RIL18r8 chargement 7
 ◇ RIL18r9 déchargement 2
 ◇ RIL18r10 déchargement 3
 $C_c = 0,0815$ $C_s = 0,0075$

Figure 4.8 : Essai oedométrique sur l'éprouvettes RIL18 - Courbe contrainte axiale-indice des vides (σ'_a , e) en échelle semi-logarithmique –Eprouvette RIL13 (2,00 à 3,00 m)

Essai oedométrique à mesure de K_0
 Carotte SC3 – Échantillon E4 3,00 – 3,85 m
 Éprouvette RIL 18

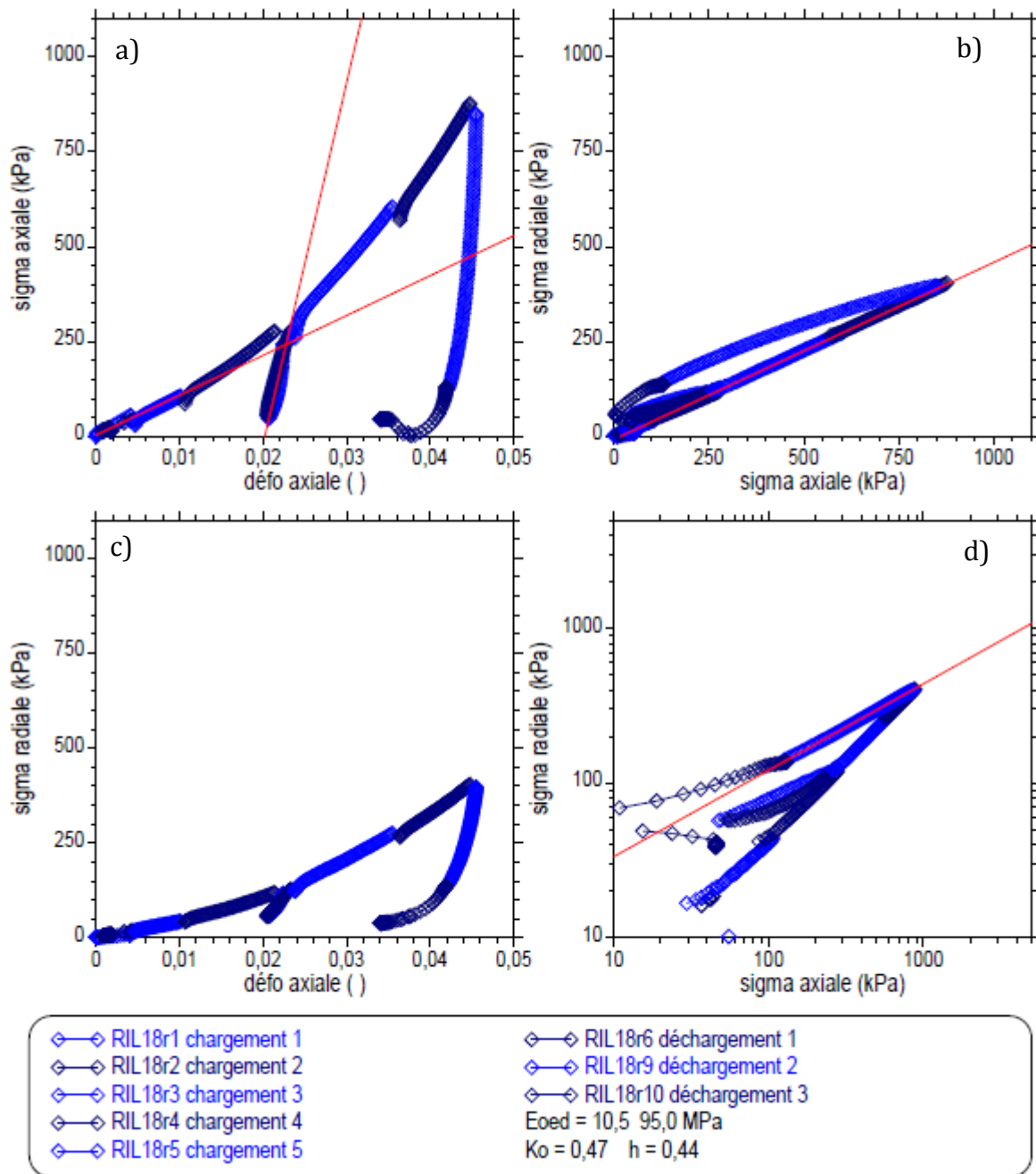


Figure 4.9 : Essai triaxial CU sur les éprouvettes RIL09, 10 et 11 - (a) Courbe contraintes déformations (ϵ_a , σ'_a)
 b) chemins de contraintes (σ'_a , σ'_r) - (c) Courbe contraintes déformations (ϵ_a , σ'_r)
 (d) chemins de contraintes (σ'_a , σ'_r) échelle log

Annexe A4.4 : fiche technique de la sondeuse sedidrill 500

Fiche n° S9 Sedidrill 500



Département Risques et Développement des Territoires
Groupe Maîtrise des Risques et Géotechnique
Unité Essais in situ, instrumentation, sondages

Sondeuse	SEDIDRILL 500
<i>Domaine utilisation</i>	Sondeuse rotative permettant la réalisation de sondages à la tarière, carottés, destructifs (rotation, rotation injection, rotopercussion, carottage, marteau fond de trou)
<i>Véhicule porteur</i>	Chenillard télécommandé
<i>Accès chantier</i>	Tous types de terrains Pentes franchissables dans le sens du déplacement : 30 % Pentes franchissables perpendiculairement au déplacement : 18 %
<i>Dimension</i>	Longueur : 6100 mm (mât replié) Largeur minimum : 1850 mm ; largeur maximum : 2150 mm Hauteur : 6800 mm (mât relevé) Rayon de braquage : -
<i>Spécificité sondeuse</i>	<ul style="list-style-type: none"> Entraînement par moteur thermique des pompes hydrauliques à débit et cylindrées variables Avance au rocher





Département Risques et Développement des Territoires
Groupe Maîtrise des Risques et Géotechnique
Unité Essais in situ, instrumentation, sondages

<i>Constructeur</i>	Somac – Sedidrill
<i>Moteur, puissance</i>	Diesel YANMAR, 4 cylindres 88 cv (turbo)
<i>Tête</i>	Effacement de la tête Couple : 410-6000 Nm ou 1450 Nm à 200t/mn Vitesse de rotation : 80-600 tr/mn Touret d'injection air/eau Marteau hydraulique : 750 à 2100 cp/mn – 270j.
<i>Mât</i>	Longueur 3,8 m utile + vérin d'extraction 10 tonnes
<i>Treuil</i>	2000 Kg
<i>Paramètre forage</i>	Sondeuse pré équipée (VIA, PO, PI, CR, PR, VR, DI)
<i>Pompe injection</i>	Sigma 100 : 100 L/min à 40 bars
<i>Clé de desserrage</i>	Double mors, 60-300 mm + clé de déblocage hydraulique
<i>Poids</i>	7500 Kg
<i>Poussée / traction</i>	5,0 T / 5,0 T



Annexe A4.5 : fiche d'étalonnage des capteurs par le fournisseur (ITM Soil)

Calculation of Engineering units from frequency-based units.

The mathematical relationship between the frequency of vibration of a tensioned wire and the force applying the tension, is an approximate straight line relationship between the square of the measured frequency and the applied force.

Engineering units of measurement maybe derived from the frequency-based units measured by vibrating wire readouts, in 3 traditional ways:-

From 'Period' units ($t \times 10^7$) and from 'Linear' ($f^2/1000$) units using two methods: a simple Linear equation or a Polynomial equation.

Calculation using 'Period' units.

The following formula is used for readings in 'Period' units.

$$E = K (10^7/P0^2 - 10^7/P1^2)$$

Where,

E is the Pressure in resultant Engineering units,

K is the Period Gauge Factor for units of calibration (from the calibration sheet)

P0 is the installation Period 'base' or 'zero' reading

P1 is the current Period reading.

This method of calculation is used by the Soil Instruments Vibrating Wire loggers' (models RO-1-VW-1 or 2 and with serial numbers starting VL or TVL) internal processors', for calculating and displaying directly on the loggers' LCD screen, the required Engineering based units.

The loggers' require 'Period' base or zero reading units for entering into their channel tables, to calculate and display correctly the required engineering units.

If an Engineering-based unit is required other than the units of calibration, then the correct K factor will have to be calculated using the standard relationship between Engineering units.

For example, if the units of calculation required were in mH2O and the calibration units were kPa, we can find out that 1kPa is equal to 0.1022mH2O, so we would derive the K factor for mH2O by multiplying the K factor for kPa by 0.1022.

Please see conversion factors in the user manual or www.soil.co.uk

Calculation using Linear units.

The following formula is used for readings in 'Linear' units.

$$E = G (R0 - R1)$$

Where,

E is the resultant Engineering unit,

G the linear Gauge factor for the units of calibration (from the calibration sheet)

R0 is the installation Linear 'base' or 'zero' reading

R1 is the current Linear reading.

Again the Linear gauge factor for units other than the units of calibration would need to be calculated using the same principles as stated in the last paragraph of the 'Period unit' section.

Linear unit calculation using a Polynomial equation.

Linear units maybe applied to the following polynomial equation, for calculation of Engineering units to a higher order of accuracy.

$$E = AR1^2 + BR1 + C$$

Where,

E is the resultant Engineering unit

A, B and C the Polynomial Gauge factors A, B and C, from the instrument's calibration sheet

R1 is the current Linear reading.

The value C is an offset value and relates to the zero value experienced by the transducer at the time of calibration. This value should be re-calculated at the installation time as follows:

$$C = - (AR0^2 + BR0)$$

Where,

A and B are as above

R0 is the installation Linear 'base' or 'zero' reading.

Please note that the sign of the re-calculated value of C, should be the same as the original value of C, so if the original is negative then the recalculated value should also be negative.

Conversion to engineering units other than the units of calibration, would best be done after conversion, using a factor calculated using the same principles as stated in the last paragraph of the 'Period unit' section.



BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087: Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : **Vibrating Wire Pressure Cell** Serial No. : **049522**

Instrument Range : **0.00 to 2000.0 kPa** Calibration Date : **26/07/2013**

Gauge Factors in kPa Ambient Temperature : **24°C**

Period Gauge Factor (K): **9458.1050000** Barometric Pressure : **1010 mbar**

Linear Gauge Factor (G): **(kPa/digit)0.9458100** Calibration Technician : **Wayne Diprose**

Polynomial Gauge Factor A: **-0.000004351337000** Calibration Equipment:

Polynomial Gauge Factor B: **-0.8945971000** **Mensor APC 600**

Polynomial Gauge Factor C**: **6419.431000** **AVW200 Data Logger**

Regression Zero : **6944.5**

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3795.6	6941.4	2.923	0.15	0.0	0.014	0.00
200.00	3854.2	6731.8	201.165	0.06	-209.6	199.992	0.00
400.00	3915.7	6521.9	399.691	-0.02	-209.9	399.874	-0.01
600.00	3980.5	6311.3	598.879	-0.06	-210.6	600.036	0.00
800.00	4048.7	6100.4	798.350	-0.08	-210.9	800.097	0.00
1000.00	4120.7	5889.2	998.106	-0.09	-211.2	1000.054	0.00
1200.00	4196.8	5677.5	1198.334	-0.08	-211.7	1200.095	0.00
1400.00	4277.5	5465.5	1398.846	-0.06	-212.0	1400.029	0.00
1600.00	4363.0	5253.3	1599.547	-0.02	-212.2	1599.760	-0.01
1800.00	4454.2	5040.3	1801.005	0.05	-213.0	1799.849	-0.01
2000.00	4551.8	4826.6	2003.124	0.16	-213.7	2000.200	0.01

Formulae: Linear*
Polynomial**

$$E = G(R0 - R1)$$

$$E = AR1^2 + BR1 + C$$

E ⇒ pression mesurée.

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula **C = -(AR0² + BR0)**

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within ± 0.50% (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER





BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

itmsoil Group Ltd. Registered in England. Number: 4239206. Registered Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex TN22 1QL.

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049521
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 05/07/2013
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 25°C
Period Gauge Factor (K): 9865.8240000	Barometric Pressure : 1026 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9865800	Calibration Technician : Mark Bratton
Polynomial Gauge Factor A: -0.000007275778000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9049965000	Mensor APC 600
Polynomial Gauge Factor C**: 6309.237000	AVW200 Data Logger
	Regression Zero : 6623.8

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3886.6	6619.9	3.887	0.19	0.0	-0.596	-0.03
200.00	3946.9	6419.2	201.894	0.09	-200.7	200.077	0.00
400.00	4010.2	6218.2	400.196	0.01	-201.0	400.463	0.02
600.00	4076.7	6017.0	598.697	-0.07	-201.2	600.459	0.02
800.00	4146.8	5815.4	797.592	-0.12	-201.6	800.262	0.01
1000.00	4220.8	5613.3	996.980	-0.15	-202.1	999.967	0.00
1200.00	4299.2	5410.4	1197.157	-0.14	-202.9	1199.865	-0.01
1400.00	4382.3	5207.0	1397.828	-0.11	-203.4	1399.654	-0.02
1600.00	4470.8	5002.9	1599.190	-0.04	-204.1	1599.525	-0.02
1800.00	4565.3	4798.1	1801.241	0.06	-204.8	1799.473	-0.03
2000.00	4667.0	4591.2	2005.365	0.27	-206.9	2000.851	0.04

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER





BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087; Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049839
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 17/01/2014
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 22°C
Period Gauge Factor (K): 9598.6380000	Barometric Pressure : 989 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9598600	Calibration Technician : Halmar Harding
Polynomial Gauge Factor A: -0.000002719007000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9303696000	Mensor APC 600
Polynomial Gauge Factor C**: 6128.589000	AVW200 Data Logger
	Regression Zero : 6467.0

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3932.3	6467.1	-0.143	-0.01	0.0	-1.923	-0.10
200.00	3997.8	6256.8	201.716	0.09	-210.3	201.010	0.05
400.00	4066.0	6048.6	401.560	0.08	-208.2	401.678	0.08
600.00	4137.4	5841.7	600.156	0.01	-206.9	600.861	0.04
800.00	4212.7	5634.7	798.847	-0.06	-207.0	799.907	0.00
1000.00	4292.6	5426.9	998.307	-0.08	-207.8	999.488	-0.03
1200.00	4377.4	5218.8	1198.055	-0.10	-208.1	1199.121	-0.04
1400.00	4467.7	5010.0	1398.474	-0.08	-208.8	1399.189	-0.04
1600.00	4564.1	4800.6	1599.470	-0.03	-209.4	1599.594	-0.02
1800.00	4667.4	4590.3	1801.329	0.07	-210.3	1800.621	0.03
2000.00	4777.6	4381.0	2002.229	0.11	-209.3	2000.453	0.02

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified:   MANAGER



BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087; Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049842
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 17/01/2014
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 20°C
Period Gauge Factor (K): 9741.1110000	Barometric Pressure : 988 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9741100	Calibration Technician : Halmar Harding
Polynomial Gauge Factor A: -0.000005889045000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9105217000	Mensor APC 600
Polynomial Gauge Factor C**: 6092.919000	AVW200 Data Logger
	Regression Zero : 6428.5

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3944.8	6426.0	2.458	0.12	0.0	-1.272	-0.06
200.00	4009.5	6220.5	202.638	0.13	-205.5	201.145	0.06
400.00	4076.6	6017.3	400.577	0.03	-203.2	400.807	0.04
600.00	4147.3	5814.0	598.614	-0.07	-203.3	600.081	0.00
800.00	4222.1	5609.8	797.527	-0.12	-204.2	799.747	-0.01
1000.00	4301.4	5404.8	997.220	-0.14	-205.0	999.702	-0.01
1200.00	4385.7	5199.0	1197.692	-0.12	-205.8	1199.938	0.00
1400.00	4475.2	4993.2	1398.164	-0.09	-205.8	1399.676	-0.02
1600.00	4570.8	4786.4	1599.610	-0.02	-206.8	1599.882	-0.01
1800.00	4673.1	4579.3	1801.349	0.07	-207.1	1799.874	-0.01
2000.00	4783.0	4371.1	2004.158	0.21	-208.2	2000.419	0.02

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER





BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087; Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049840
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 17/01/2014
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 20°C
Period Gauge Factor (K): 9787.5400000	Barometric Pressure : 988 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9787500	Calibration Technician : Halmar Harding
Polynomial Gauge Factor A: -0.000005278420000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9199121000	Mensor APC 600
Polynomial Gauge Factor C**: 6296.203000	AVW200 Data Logger
	Regression Zero : 6598.2

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3893.5	6596.7	1.440	0.07	0.0	-1.879	-0.09
200.00	3955.7	6390.9	202.867	0.14	-205.8	201.547	0.08
400.00	4019.8	6188.5	400.967	0.05	-202.4	401.177	0.06
600.00	4087.2	5986.1	599.067	-0.05	-202.4	600.374	0.02
800.00	4158.4	5783.0	797.852	-0.11	-203.1	799.825	-0.01
1000.00	4233.6	5579.2	997.322	-0.13	-203.8	999.526	-0.02
1200.00	4313.4	5374.7	1197.477	-0.13	-204.5	1199.472	-0.03
1400.00	4398.2	5169.5	1398.317	-0.08	-205.2	1399.658	-0.02
1600.00	4488.4	4963.9	1599.549	-0.02	-205.6	1599.790	-0.01
1800.00	4584.5	4757.9	1801.173	0.06	-206.0	1799.863	-0.01
2000.00	4687.7	4550.7	2003.970	0.20	-207.2	2000.649	0.03

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER





BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087: Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049838
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 17/01/2014
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 21°C
Period Gauge Factor (K): 9560.9640000	Barometric Pressure : 989 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9561000	Calibration Technician : Halmar Harding
Polynomial Gauge Factor A: 0.000002950116000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9888425000	Mensor APC 600
	AVW200 Data Logger
Polynomial Gauge Factor C**: 6394.375000	Regression Zero : 6594.3

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3893.9	6595.2	-0.848	-0.04	0.0	1.082	0.05
200.00	3957.2	6385.8	199.359	-0.03	-209.4	200.126	0.01
400.00	4023.8	6176.4	399.565	-0.02	-209.4	399.430	-0.03
600.00	4093.6	5967.4	599.389	-0.03	-209.0	598.610	-0.07
800.00	4167.6	5757.5	800.074	0.00	-209.9	798.908	-0.05
1000.00	4245.8	5547.4	1000.950	0.05	-210.1	999.657	-0.02
1200.00	4328.6	5337.0	1202.112	0.11	-210.4	1200.953	0.05
1400.00	4416.2	5127.4	1402.510	0.13	-209.6	1401.744	0.09
1600.00	4508.4	4919.8	1600.995	0.05	-207.6	1600.874	0.04
1800.00	4606.5	4712.6	1799.099	-0.05	-207.2	1799.874	-0.01
2000.00	4711.0	4505.8	1996.819	-0.16	-206.8	1998.743	-0.06

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER





BS EN ISO 9001:2008
FM 553710

itmsoil

Bell Lane, Uckfield, East Sussex
TN22 1QL United Kingdom

t: +44 (0) 1825 765044
f: +44 (0) 1825 744398

e: info@itmsoil.com
w: www.itmsoil.com

Soil Instruments Ltd - Company Registration Number: 07960087; Office: Bell Lane, Uckfield, East Sussex, TN22 1QL

VIBRATING WIRE INSTRUMENTS CALIBRATION CERTIFICATE

Instrument Type : Vibrating Wire Pressure Cell	Serial No. : 049841
Instrument Range : 0.00 to 2000.0 kPa	Calibration Date : 17/01/2014
Gauge Factors in kPa	Ambient Temperature : 20°C
Period Gauge Factor (K): 9616.1720000	Barometric Pressure : 988 mbar
Linear Gauge Factor (G): (kPa/digit)0.9616200	Calibration Technician : Halmar Harding
Polynomial Gauge Factor A: -0.000005020934000	Calibration Equipment:
Polynomial Gauge Factor B: -0.9047485000	Mensor APC 600
Polynomial Gauge Factor C**: 6289.475000	AVW200 Data Logger
	Regression Zero : 6705.7

Applied (kPa)	Reading (Period)	Reading F ² /1000	Calculated (Linear)	Error %FS (Linear)	Linear Increment	Calculated (Polynomial)	Error %FS (Polynomial)
0.00	3862.4	6703.3	2.323	0.12	0.0	-0.938	-0.05
200.00	3923.8	6495.1	202.532	0.13	-208.2	201.228	0.06
400.00	3987.4	6289.5	400.241	0.01	-205.6	400.442	0.02
600.00	4054.4	6083.3	598.526	-0.07	-206.2	599.810	-0.01
800.00	4125.2	5876.3	797.581	-0.12	-207.0	799.523	-0.02
1000.00	4200.2	5668.5	997.405	-0.13	-207.8	999.575	-0.02
1200.00	4279.7	5459.8	1198.094	-0.10	-208.7	1200.057	0.00
1400.00	4363.9	5251.0	1398.880	-0.06	-208.8	1400.198	0.01
1600.00	4453.5	5041.9	1599.954	0.00	-209.1	1600.187	0.01
1800.00	4548.9	4832.6	1801.220	0.06	-209.3	1799.928	0.00
2000.00	4651.2	4622.5	2003.256	0.16	-210.1	1999.990	0.00

Formulae: Linear* $E = G(R0 - R1)$
Polynomial** $E = AR1^2 + BR1 + C$

* The zero reading should be established on site by the user on installation.

** The site value of C must be calculated using the formula $C = -(AR0^2 + BR0)$

The instrument detailed hereon has, as applicable, been tested and calibrated in accordance with procedures, which are part of our ISO 9001:2008 Quality Management System, and unless otherwise indicated, performs within $\pm 0.50\%$ (Polynomial) as specified. Thus, the instrument conforms in all respects to our relevant specifications and drawings.

Certified: Line MANAGER



Annexe A4.6 : publication non référencée de Sully et campanella

John P. Sully
GREGG IN SITU, INC., Martinez, CA, USA

Richard G. Campanella
University of British Columbia, Vancouver, Canada

ABSTRACT: The paper discusses the use of push-in total stress cells for the evaluation of in situ lateral stresses in the ground. Details of the stress cells and modifications made are given. Temperature and pressure calibrations are reported and the importance of these corrections are discussed. The installation and data recorded from several push-in total stress cells at clay sites in the Lower Mainland of British Columbia are presented and the results are compared with other independent measurements of in situ horizontal stress. Laboratory measurements are also compared with the field data.

1 DETAILS OF TOTAL STRESS CELL

The spade-shaped push-in total pressure cells (TSC) used for this study were purchased from Solinst Canada Ltd. The spade cell is a plate 6.4 mm thick with a pressure sensitive area of dimensions 100 mm by 200 mm. The rectangular oil-filled chamber is formed of two thin steel sheets welded at the edges. The pressure sensitive area is welded to a support plate. The cavity so formed is pressurized to maintain plate separation. The welded plates are strengthened by a solid metal strip which is welded on to the cell perimeter. The oil pressure in the chamber is connected via a short length of steel tube to a pneumatic transducer located on a connector boss behind the support plate (Fig. 1). A ceramic porous disc is also located on the support plate and connected hydraulically to a second pneumatic transducer which is tandem-mounted behind the first. Both transducers are protected within a steel sleeve adaptor which connects the spade cell to the installation rod.

A pre-set baseline (zero reading) and calibration is supplied for each cell by the manufacturer. The zero reading corresponds to the oil pressure in the chamber formed by the two steel plates. The manufacturer recommends an initial storage life to check that no baseline changes occur.

Twin nylon tubes, sheathed in polythene, are attached to the compression fittings located on each of the pneumatic transducers. Quick release couplings are attached to one of the nylon tubes at the other end of the twin tubing. The quick release couplings are used to connect the down pressure-line to the pressure readout box. The twin tubing lines are usually cut at lengths determined by the depth at which the spade cell is to be installed in the ground.

The cell and pore pressure measurements are taken using a portable pneumatic readout box. The readout unit contains a compressed nitrogen pressure bottle which is used to obtain field measurements. With the quick release coupling connected to the readout box, the pressure valve on the box is opened and a gradually increasing pressure is applied to the spade cell pressure transducer. When the applied pressure just exceeds the pressure in the cell, the diaphragm in the transducer deflects and vents the applied pressure to the return line (the second nylon tube). The readout box then measures the gas pressure required to just maintain a continuous flow through the diaphragm chamber. The same technique is used for reading both the oil chamber pressure (which corresponds to the total lateral stress acting on the spade cell) and the pore water pressure transducers. The pressures are measured at the surface by a Druck electronic

transducer with a 0 to 2000 kPa (kN/m²) range. Resolution of the transducer is $\pm 0.05\%$ full scale, i.e. ± 1 kPa.

were achieved by immersing the complete chamber in a temperature bath.

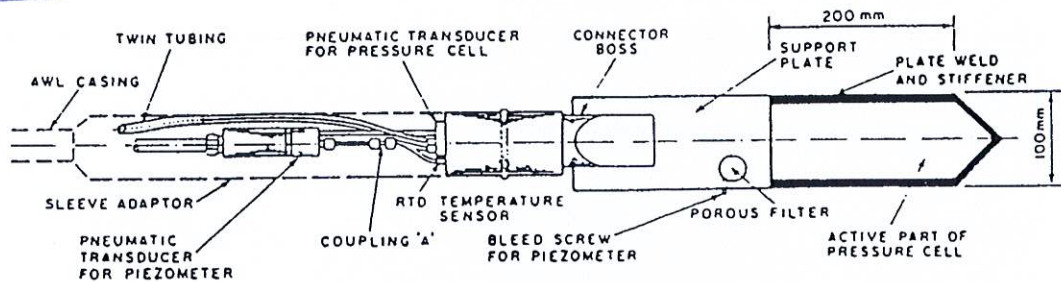


Fig.1 Typical detail of modified push-in total stress cell

Prior to installation in the field, minor modifications were made to the cells and calibration checks were performed.

Because the pressure cells are oil-filled and sealed, the differing temperature characteristics of the cell components will cause the baseline to be sensitive to variations in temperature. This is recognized by the manufacturer but no data have been presented to evaluate the effects. Furthermore, for none of the cases reported in the literature, are the pressure cell data corrected for temperature effects. To provide data on the in-ground ambient temperature and its variation during the period when the cells are installed, platinum RTD temperature sensors were installed in several of the cells. The RTD sensors were installed adjacent to the compression fittings on the connector boss (Fig. 1). The electrical cables from the sensor were taken up to the ground surface through the return pressure line attached to the pressure cell transducer. The presence of the two thin wires did not restrict the venting action required for diaphragm movement during readout.

2 PRESSURE CELL CALIBRATION

Temperature and hydrostatic pressure calibrations were simultaneously performed in the laboratory prior to field installation of the pressure cells. For this purpose, a pressure chamber was constructed. Each cell was placed in the chamber with an RTD sensor attached (only for calibration purposes) to the midpoint of the pressure sensitive cell area. The chamber was then water-filled and sealed. An external pressure source was used to vary the chamber confining pressure. Temperature variations

The stabilized temperature for each set of pressure calibrations was measured by the RTD sensor attached to the face of the blade. A temperature range of 0° to 20° C was used for both cooling and warming temperature cycles. To ensure that stable temperature variations were achieved, a set of pressure and temperature readings took between 12 and 24 hours to complete. Typically, a series of cell and porewater pressures were taken at nominal chamber pressures of 0, 50, 100, 150 and 200 kPa for both loading and unloading cycles for both warming and cooling temperature cycles.

The results of the pressure and temperature calibration for one of the total stress cells (blade cells) are presented in Fig. 2. From the results of the calibration it is evident that:

- the total stress cells have an internal pressure at zero applied confining stress which must be subtracted from the actual reading to give the stress increase resulting from the increase in external pressure,
- an offset in the internal cell pressure occurs (baseline drift) as the temperature of the blade changes. This concurs with results presented by Felio and Bauer (1986) for other types of pressure cell,
- the baseline drift resulting from the temperature change is essentially independent of the external applied pressure and can be related linearly to the temperature change. This facilitates easy correction of field measurements since the temperature adjustment does not vary with the in-ground stress acting on the blade.

The temperature drift for all the blades initially used is shown in Fig. 3 for the condition of zero applied chamber pressure. The temperature coefficient, B_T , for the cells is listed in Table I.

Temperature coefficients of up to **1.35 kPa/°C** were measured although average values are around **0.5 kPa/°C**. Since temperature changes of 10°C or more may occur between the laboratory and field environments, the temperature corrections become appreciable, especially where low stresses are being measured.

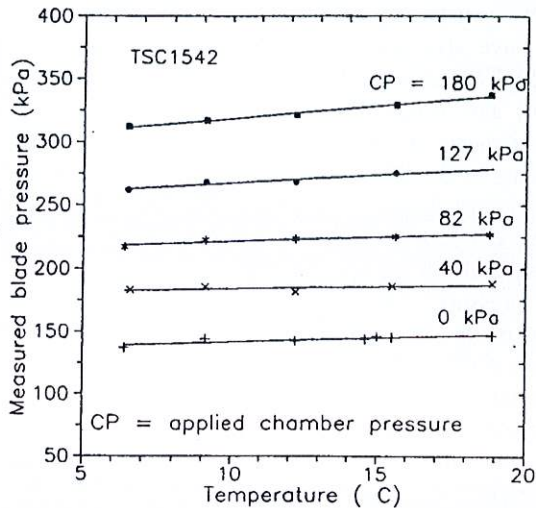


Fig. 2 TSC temperature and pressure calibration

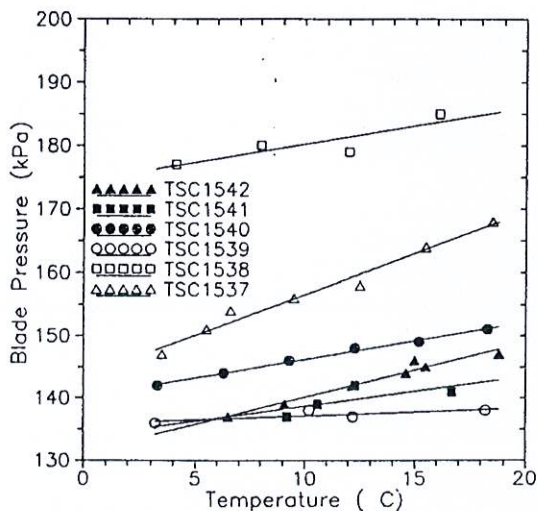


Fig. 3 Temperature dependence for all TSC blades

Calibration measurements were performed on the pressure cells before field installation and again after the cells had been recovered from the ground; the latter calibration was used for data interpretation.

Table 1 Calibration data for spade cells

Spade Cell No.	Reference Temperature T_R (°C)	Baseline Pressure σ_b (kPa)	Factor, B_T kPa/°C
TSC1350	22	130	+0.45
TSC1537	9.5	156	+1.35
	(9.5)	(147)	(+0.67)
TSC1538	8.0	179	+0.58
	(9.5)	(164)	(+0.47)
TSC1539	10.2	138	+0.14
TSC1540	9.3	146	+0.14
TSC1541	10.5	135	+0.48
	(9.5)	(136)	(+0.25)
TSC1542	9.1	139	+0.91

The baseline pressure (at zero chamber or confining pressure) for the individual total stress cells given in Table I is governed by the arbitrary choice of the reference temperature. For this study, all temperature corrections to the *in situ* blade pressures were made with respect to the equilibrium ground temperature, as measured by the RTD sensor installed on the cell. At any one site, a sufficient number of cells were instrumented so that a representative temperature profile could be obtained. At depths where blades without temperature sensors were installed, the ground temperature was estimated by interpolation from the other temperature measurements. Thus, the measured blade pressures from *in situ* measurements can be corrected according to:

$$\sigma_{TSC} = \sigma_m - \sigma_b - [(T_R - T_I)B_T] \quad (1)$$

where:

σ_{TSC} = temperature corrected net total blade pressure (kPa),

σ_m = measured total blade pressure (kPa), **b**

σ_b = baseline total pressure at reference temperature (kPa),

T_R = reference temperature (°C), ✓

T_I = in-ground temperature (°C), ✓

B_T = cell pressure temperature calibration factor (kPa/°C).

Similar baseline readings were also determined for the pneumatic pore pressure transducers; these transducers were not found to be temperature sensitive.

3 TSC INSTALLATION PROCEDURE

Total stress cells of the push-in type are normally installed in the base of an existing borehole (Tedd and Charles 1981, 1983); this reduces the risk of damaging the cell. Due to the high costs involved in the boring operation and the availability of an alternative technique, minor modifications were made to the spade cells to facilitate installation using the University of British Columbia (UBC) Geotechnical Research Vehicle. This involved the machining of a steel sleeve adaptor to connect the spade cell to the installation rods. The adaptor also serves as a protective housing for the pneumatic transducers. One end of the adaptor is screwed on to the cell connector boss (Fig. 1) while the other accepts the AWL casing (44.7 mm OD, 4.6 mm wall thickness) that was used to push the spade cell into the ground. High buckling strength rods were required to avoid rod damage due to the large loads necessary to push the cell assembly - most of the resistance resulting from the larger diameter sleeve adaptor. Unlike the borehole situation, where the TSC is only advanced (0.5 m to 1.0 m) below the base, the use of the UBC vehicle (normally used for penetrating CPT equipment) required the cells to be pushed from ground level to their final depth. To avoid buckling and breakage of the rods, it was decided to use AWL casing for installation. The 35 mm ID of the rod permits easy passage of the two lines of twin tubing from the cell to the surface.

The TSC blade itself is most susceptible to breakage, under axial loading, at the weld where the two plates connect to the support plate. To reduce the axial loads on the pressure cell during installation, a dummy plate was pre-pushed to a final depth approximately 1.0 m above the planned depth for the TSC. In this way, the TSC was only pushed in virgin soil for a depth of about 1.0 m. In order to obtain more information on soil variations at the instrumented location, the dummy push was performed using the standard dilatometer (DMT) and data taken every 0.2 m (thrust, p_0 , p_1 , p_2).

After installation of the total pressure cell, the lateral stress and pore pressure were monitored with time until a stable equilibrium value was reached.

4 OVERVIEW OF TSC EXPERIENCE

The concept of the push-in spade-like total pressure cell to measure *in situ* horizontal stress was first utilized by Massarsch (1975) in a soft clay. The

Gloetzel cell used was 4 mm thick and was pushed into the ground protected within a steel casing. The casing frame was withdrawn about 0.3 m above the intended depth and the cell alone advanced and left in the ground until a stable stress equilibrium was reached. The maximum membrane deflection of the Gloetzel cell is about 5 μm (negligible in soft soils). Use of this full-displacement method gave consistent K_0 values for the normally consolidated deposit tested. Satisfactory results with push-in total stress cells have also been reported by Massarsch et al. (1975), Tavenas et al. (1975), Massarsch and Broms (1976) and Massarsch (1979). Reported multiple measurements at one depth were within 1 kPa (Tavenas et al. 1975).

During installation of the TSC, the soil is displaced and excess pore pressures are generated which then subsequently decay with time. Once these excess pore pressures have dissipated, the lateral stress acting on the blade should still be higher than the pre-installation value. However, if the viscoelastic characteristics of the soil permit, the lateral stress increment induced by TSC installation may also dissipate so that no additional stress (over and above the original K_0 stress) remains. Under differing conditions, the stress increment will remain and the measured lateral stress acting on the TSC will require some correction in order to obtain an estimate of the pre-installation horizontal stress.

Results similar

$$\sigma_{\text{TSC}} = \sigma'_{ho} + \Delta\sigma_h(t) + u(t) \quad (2)$$

$$\Delta\sigma_h(t) = u(t) + \Delta\sigma'_h(t) \quad (3)$$

$$u(t) = u_0 + \Delta u(t) \quad (4)$$

$$\Delta u(t) \rightarrow 0 \text{ and } u(t) \rightarrow u_0 \quad (5)$$

where:

σ'_{ho} is the *in situ* pre-penetration horizontal stress,
 $u(t)$ is the time dependent pore pressure measured by the TSC,
 $\Delta\sigma'_h(t)$ is the time dependent stress increment induced during installation of the TSC,
 u_0 is the equilibrium *in situ* pore water pressure,
 $\Delta u(t)$ is the excess pore pressure induced during TSC installation.

In soft clays, it is generally accepted that no correction to the final equilibrium measured blade

pressure is required since stress relaxation is assumed to occur, i.e.

$$\Delta\sigma'_h(t) \rightarrow 0 \text{ for } t > 1 \text{ to 2 months} \quad (6)$$

In fact, $\Delta\sigma'_h(t)$ may seldom be zero, but may be small enough so as to not to cause significant deviations from the expected K_o value.

Results obtained with push-in pressure cells in stiff overconsolidated soils by Tedd and Charles (1981, 1983), however, indicate that the TSC overreads by an amount approximately equal to one half the undrained shear strength, S_u (as determined from unconsolidated undrained triaxial compression tests). The reference lateral stress used to evaluate the amount of overread was taken as that obtained from self-boring pressuremeter tests. While Tedd and Charles (1983) argue that it should be possible to relate the magnitude of the overread to the soil modulus, they suggest that, due to the impracticality of deciding upon a relevant modulus value, it is more realistic to empirically correlate the overread to S_u . Data presented by Powell et al. (1983) for a stiff glacial till confirm the magnitude of the correction suggested by Tedd and Charles (1981). For soft soils with $S_u < 30$ kPa, no correction is recommended, but for $S_u > 30$ kPa, the suggested *in situ* total horizontal stress is given by:

$$\sigma_{ho} = \sigma_{TSC} - 0.5(S_u) \quad (7)$$

A review of all published data where stress history (OCR) and K_o (from TSC) are available, leads to the following correlation (Fig. 4):

$$(K_o)_{TSC} = 0.581(OCR)^{0.432} \quad (8)$$

Equation (8) suggests an average drained friction angle of 25° for the reported data.

The data in Fig. 4 are from both Gloetzi and Solinst type pressure cells, corrected according to the recommendation of Tedd and Charles (1981), developed initially for the Solinst cells. The data would suggest that the corrected lateral stress from TSC data represents fairly well the actual *in situ* lateral conditions, as referenced by the self-boring pressuremeter.

5 INTERPRETATION OF TSC DATA

The TSC instruments described above were installed at two UBC clay research sites, namely Lr. 232 St. and Strong Pit. Both clays are overconsolidated; at Strong Pit the overconsolidation arises from unloading resulting from quarrying activities, while at Lr. 232 St. the stress history is more uncertain, being a combination of unloading due to construction activities and drying/wetting cycles due to ground water level fluctuations.

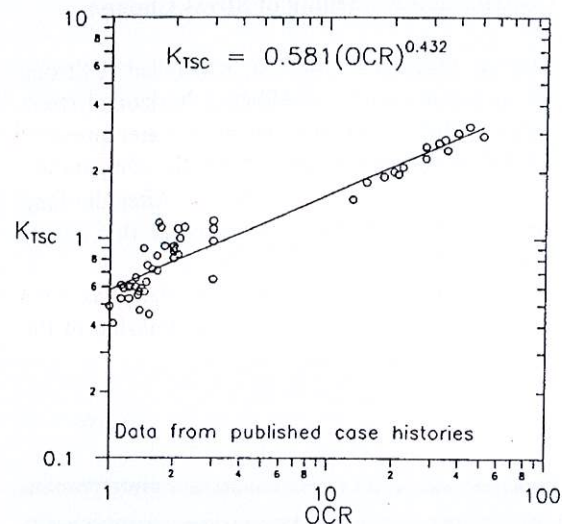


Fig. 4 K_{TSC} -OCR relationship from published data

Typical field data obtained at Strong Pit are presented in Fig. 5 where it is apparent that for this particular deposit, monitoring periods in excess of 60 days are necessary before the stress measurements stabilize. At Lr. 232 St. similar periods of time were also found to be necessary. At Strong Pit, the equilibrium pore pressure throughout the clay profile is approximately zero. The results in Fig. 5 indicate this condition since the total and effective horizontal stresses become equal as the excess pore water pressure dissipates to the *in situ* equilibrium value. The corrected net blade pressure is also presented on Fig 5 - this is the measured blade pressure corrected for overread according to the Tedd & Charles (1983) method.

At the Strong Pit site, the undrained shear strengths of the clay silt are in the range 100 kPa to 175 kPa. Hence at the surface, the correction for overread may be as much as one half of the initial measured blade pressure value. At Lr. 232 St. the undrained strengths are much lower (20 kPa to 40 kPa), but so too are the measured field stresses (100 kPa to 300 kPa).

Hence two major problems are considered to exist in relation to the use of the push-in TSC for engineering measurements:

- (i) the long delay required for the pressure cell to come to equilibrium in the ground after insertion, and
- (ii) the large correction required to the measured horizontal pressures and particularly the uncertainty or error involved in the adjustment.

5.1 Dissipation Modelling of Stress Change

A typical result from the TSC's installed at Strong Pit is shown in Fig. 5. The effective horizontal stress is obtained by subtracting the pore water pressure measured on the blade (u_{TSC}) from the temperature corrected net blade pressure (σ_{TSC}). After the long dissipation period, the pore pressure at this site is zero and u_{TSC} is equal to u_o .

The dissipation of the total stress data has been evaluated using a power function relationship of the form:

$$\sigma_{TSC}(t) = \alpha_i t^{-\beta} \quad (9)$$

where $\sigma_{TSC}(t)$ is the time dependent stress measured with the TSC, α_i is the value of σ_{TSC} at $t=1$, t is the time after installation and β is the exponent which controls the rate of stress relaxation.

Data from both Strong Pit and Lr. 232 St. were evaluated using Eq. (9) and corresponding α_i and β values were obtained. The variation in both α_i and β is presented in Fig. 6 as a function of depth - the relationship is remarkably linear. It is also interesting to note that:

- α_i is greater for the stiff clay at Strong Pit than for the soft to firm clay at Lr. 232 St. This is intuitively correct since larger pressures will develop due to full-displacement penetration in stiffer soils;
- β for Strong Pit is more largely negative than for Lr. 232 St. which implies a more rapid post-installation reduction in σ_{TSC} for stiff clay than and may also indicate a larger degree of disturbance.

The rate of change of the measured total stress incorporates both the pore pressure dissipation and the soil relaxation. In soft soil, the effect of stress relaxation may be such that the final corrected lateral stress may be very close or equal to the in situ value. This is not likely to be the case for stiff soils since some amplification of the equilibrium horizontal stress will certainly remain.

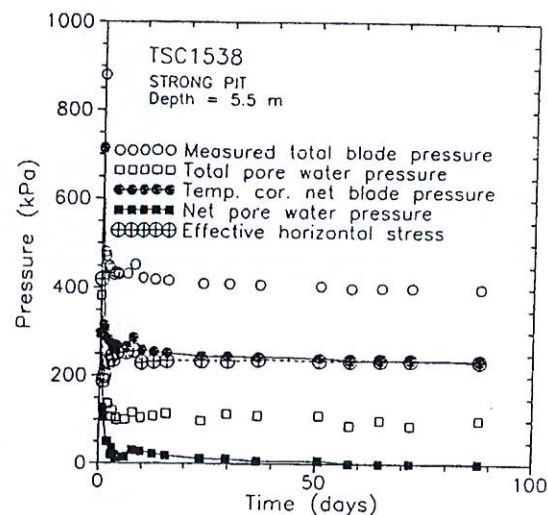


Fig. 5 TSC1538 data from Strong Pit

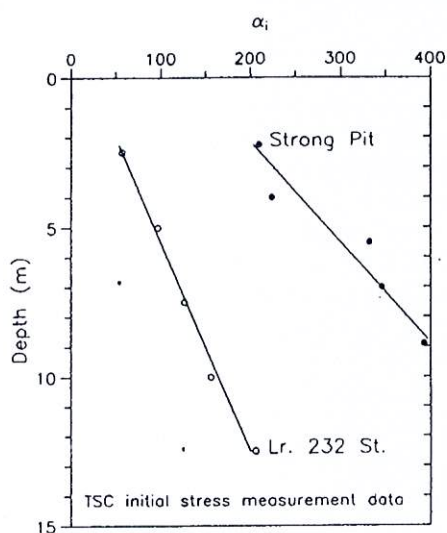
5.2 Validation of Overread Correction

Since the stress history at this site is reasonably well documented and is confirmed by laboratory test results, it was decided to try and back figure the overread correction based on laboratory derived K_o - OCR relationships, obtained from Lateral Stress Oedometer tests performed on undisturbed samples recovered at the site. In situ vane shear tests were also performed and the data used to verify the stress history profile (Sully and Campanella 1989). Using the OCR profile, an estimate of the in situ K_o was made using a normally consolidated value of 0.54 and exponent of 0.38 (average from 8 tests). This K_o value was used to calculate the in situ horizontal effective stress. The magnitude of the overread associated with the push-in total stress cell was then calculated as the difference between the net corrected measured total blade pressure and the calculated in situ horizontal total stress obtained from the K_o -OCR relationship. The overread of the lateral stress was found to be approximately 75 kPa which corresponds on average to one half of the undrained shear strength of the soil as determined from the in situ vane test. This is in agreement with the Tedd & Charles correction method discussed earlier.

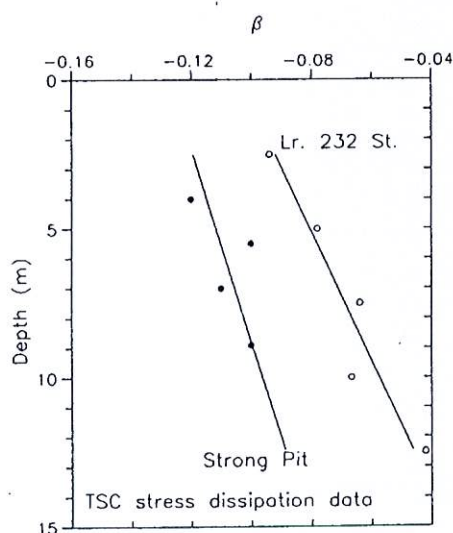
6 CONCLUDING COMMENTS

The use of push-in total stress cells for measuring in situ horizontal stresses was implemented with varying degrees of success at a total of four sites in

the Lower Mainland of British Columbia. At Strong Pit where the glaciomarine clay contains occasional cobble and boulders, three of the nine blades installed were damaged. The blades usually break at the end of the stress sensitive section as this is the weakest point. Blade breakage is an important consideration as the TSC equipment is expensive. In the soft to firm clay at Lr. 232 St. no problems were encountered and all blades were installed, worked well over a period of nearly a year and were recovered



a) Alpha variation for clay sites



b) Beta variation for clay sites

Fig. 6 Variation of α_i and b for Equation (9) from TSC data at clay sites in the Lower Mainland of BC

An unsuccessful attempt was made to install one blade cell in a loose to medium dense sand layer at McDonald Farm. As expected, the blade bent and snapped early in the attempted installation.

The measured stresses from the blades were consistent and repeatable. However, due to the location and setup of the pore pressure measuring system it was difficult to ensure complete saturation. This was reflected in many of the pore pressure measurements which varied considerably throughout any one profile. Similarly, the final dissipated pore pressures do not generally agree with expected values based on knowledge of the equilibrium pore pressure at the sites.

The spade cells were calibrated in the laboratory prior to installation and again after recovery from the ground. Small variations in the baseline readings occurred between the two calibrations. The latter calibration was used for data interpretation. In the case of the Strong Pit cells, after recovery it was found that the temperature calibration factors had changed. The calibration changes for three of the cells are shown in Table 2. The change is thought to arise as a result of wear on the blade during installation in the stiff stony clay. At Lr. 232 St. no changes were noted on recovery of the cells.

Table 2 Calibration changes for spade cells before and after installation at Strong Pit

Spade Cell No.	Base Pressure σ_b (kPa)	Temp. Factor, B_T (kPa/°C)
Before Installation:		
TSC1537	156	1.35
TSC1538	179	0.58
TSC1541	135	0.48
After Installation:		
TSC1537	147	0.67
TSC1538	164	0.47
TSC1541	136	0.25

7 REFERENCES

- Felio, G. & Bauer, G.E. (1986) Factors affecting the performance of a pneumatic earth pressure cell. *Geot. Test. Jour.*, GTJODJ, 9:2:102-106, June.
 Massarsch, K.R. (1975) New method for measurement of lateral earth pressure in cohesive soils. *Can. Geot. Jour.*, 12:1:142-146.

Massarsch, K.R. (1979) Lateral earth pressure in normally consolidated clay. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, 2:245-249.

Massarsch, K.R. & Broms B.B. (1976) Lateral earth pressure at rest in soft clay. Jour. Geot. Engng. Div., ASCE, 102:GT10:1041-1047.

Massarsch, K.R. et al. (1975) Measurement of in situ horizontal stresses. Proc. ISMOSP, 1:266-286.

Powell, J.J.M., et al. (1983) Pressuremeter testing of glacial tills. Proc. Int. Sym. on In Situ Testing, Paris, 2:373-378.

Sully, J.P. & Campanella, R.G. (1989) Lateral stress measurements in a glaciomarine clay. 25th Conf. Quat. Engng. Geol., Geol. Soc. of London.

Tavenas, F.A. et al. (1975) Difficulties in the in situ measurement of K_0 in soft sensitive clay. Proc. ISMOSP, ASCE, 1:450-476.

Tedd, P. & Charles, J.A. (1981) In situ measurement of horizontal stress in an OC clay using push-in spade-shaped pressure cells. Geotechnique, 31:4:554-558.

Tedd, P. & Charles, J.A. (1983) Evaluation of push-in pressure cell results in stiff clay. Proc. Int. Sym. on In Situ Testing, Paris, 2, 579-584.